

Die Wasserleitungen in den hydraulischen Bergwerksdistricten Californiens, nebst Untersuchungen über Wasserräder.

Nach den unten bezeichneten Quellen *) zusammengestellt von Georg J. Specht, Civil-Ingenieur in San Francisco.

(Mit Zeichnungen auf Taf. XIII und XIV.)

I. Bevor wir zu dem eigentlichen Thema übergehen, ist es nöthig, eine kurze allgemeine Beschreibung der sogenannten hydraulischen Bergbaumethode (hydraulic mining) zu geben. **)

Nachdem in Californien die flachen und verhältnissmässig kleinen Lager von goldführendem Flusssande (placers) ausgearbeitet waren, wurde die Aufmerksamkeit der Bergleute auf die sogenannten „deep placers“, die tiefen Lager goldführenden Conglomerates und Kieses, gelenkt. Die ökonomische Ausbeutung dieser grossen Lager, wozu allein die hydraulische Methode die Mittel an die Hand gab, erforderte bedeutende, kostspielige Anlagen.

Die hiebei zu lösenden Aufgaben waren: 1. Das ganze Lager der goldführenden und der darüber liegenden, sehr oft tauben Kiesmassen musste bearbeitet werden, wie immer auch seine Tiefe sein mochte. 2. Dies musste durch die Wirkung des Wassers geschehen. 3. Die festeren Conglomerate mussten so verkleinert werden, dass die Operation des Abbaues ununterbrochen fortgeführt werden konnte. 4. Die Gewinnung des Goldes musste ohne Unterbrechung des Waschens vorgenommen werden, ebenso 5. die Deponirung der durch das Waschen dieser Bänke resultirenden tauben Rückstände (debris).

Diese Aufgaben sind im Allgemeinen durch folgende Mittel gelöst worden.

Im tiefsten Punkte des Lagers und auf dem sogenannten „Bedrock“ (das dem Kieslager unterliegende Felsbett) wird ein Stollen oder offener Einschnitt begonnen und so getrieben, dass er in das Herz des Deposits eindringt.

Das Gefälle desselben muss so stark sein, dass das gewaschene Material leicht hindurch geschwemmt werden kann; es variirt zwischen 41.7 und 27.8⁰/₁₀₀. Diese Stollen sind gewöhnlich 1.83 m weit und 2.14 m hoch.

Einige sind mehrere Meilen lang; die Kosten pro laufenden Meter variiren zwischen 40 und 240 Mk. Das Ende des Stollens ist meistens mit einem im Centrum des

*) Die mit gütiger Erlaubniss der Herren Autoren benützten Quellen sind folgende:

H. Smith: „Water power with high pressures and wrought iron water pipes.“ — Transactions of „American Society of Civil Engineers“. February 1884.

Prof. J. G. Hesse & E. Browne: Tangential and Hurdy Gurdy Water-Wheels. Bulletin No. 1. College of Mechanics. University of California. Juni 1883.

Bericht des Herrn J. D. Hague über das Eigenthum der Eureka Lake & Yuba Canal Company. 1876.

Ferner das Manuscript des in Veröffentlichung stehenden Buches „On Gold-Washing in California“ by Aug. J. Bowie. Ich benütze diese Gelegenheit, den genannten Herren meinen besten Dank auszusprechen.

**) Siehe Prof. Silliman's „Report 1863“.

Lagers abgesenkten Schachte verbunden. Der Strom des gewaschenen Materials wird durch den Stollen und ausserhalb desselben in einen sogenannten „Sluice“ geleitet, worin auch das Gold gewonnen wird. Diese Sluices, aus starken Pfosten construiert, sind gewöhnlich 0.92—1.22 m weit und hoch genug, um die ganze gewaschene Masse aufzunehmen. Die Sohle derselben besteht aus einem 15—20 cm dicken Holzpflaster, das so gelegt ist, dass die Stirn-Enden der einzelnen Holzblöcke nach aufwärts gekehrt sind. Abwechselnd mit diesem Holzpflaster ist Steinpflaster angeordnet. Die Zwischenräume des Pflasters werden mit Quecksilber ausgegossen.

Das Wasser des Hauptcanals wird durch Seitencanäle nach dem zu waschenden Grunde gebracht, ungefähr 60 bis 150 m über dem Bedrock und wird von dort durch schmiedeeiserne Röhren, 30—50 cm weit, nach den eigentlichen Arbeitsstellen geführt. Diese Röhren sind am Ende mit einem schmiedeeisernen Apparate, „Giant“ genannt, vermittelst eines Universalgelenkes verbunden. Das Mundstück dieses Apparates hat einen eisernen Ring, der leicht auszuwechseln ist, so dass der Wasserstrahl nach Belieben regulirt werden kann. Diese Ringe variiren von 10—20 cm im Durchmesser. Die Wassermenge variirt natürlich je nach Umständen; es ist jedoch nichts Ungewöhnliches, vier solcher Ströme, jeder circa 47 bis 94 Liter pro Minute liefernd, gleichzeitig auf ein und dieselbe Bank spielen zu sehen. Die immerwährende Einwirkung einer solchen enormen Kraft, vereinigt mit der auflösenden Wirkung des Wassers, waschen grosse Massen von Kies herunter. Das gewaschene Material fliesst dann durch die Sluices, passirt mehrere Abstürze, wo das gröbere Material durch den Fall (7—15 m hoch) zerkleinert wird, geht dann wieder durch Sluices, wo es vermittelst sogenannter „Under-currents“, „riffles“ und ähnlicher Einrichtungen mit dem darin enthaltenen Quecksilber in möglichst innige Verbindung gebracht wird.

Die mächtigeren Kies- und Conglomeratlager oder Bänke werden gewöhnlich in 2 Etagen bearbeitet. Die obere Stufe — der „top-gravel“ — ist lose in Structur und leicht zu waschen. (Der Ausdruck „waschen“ ist in diesem Aufsatz im Sinne des „Herunter- und Hinwegwaschens“ gebraucht.) Die untere Stufe ist oft stark cementirt; häufig ist es ein so festes Conglomerat, dass selbst der mächtigste Wasserstrahl keinen Einfluss auf dasselbe hat, dann werden kurze Stollen (12—15 m lang) in die Bank getrieben, am Ende derselben wird ein kurzer Querstollen nach jeden Seiten hergestellt, so dass dieselben zusammen ein T bilden, und in diesen Querschlägen grosse Massen Pulver zur Explosion gebracht. Die so aufgebrochene Masse ist dann leicht durch Wasser fortzuschwemmen. Das Gold, das sich

in den Sluices niederschlägt, wird alle 15 bis 30 Tage, je nach dem Reichthum des Grundes, gesammelt, indem das Pflaster der Sluices aufgebrochen und von dem dazwischen befindlichen Amalgam und der reichen Golderde gereinigt und dann wieder in seinen Platz zurückgelegt wird. Die einzelnen Blöcke und Steine werden aber bei jedem solchen „Clean-up“ umgedreht, so dass eine neue Fläche nach oben gekehrt ist. Dieselben werden nach circa 8 bis 12 Wochen ganz unbrauchbar und müssen durch neue ersetzt werden.

Eine detaillirtere Beschreibung dieser Gewinnungsmethode ist hier nicht beabsichtigt, sondern bleibt einer späteren Mittheilung vorbehalten.

II. Die Sammelteiche. Die topographischen und meteorologischen Verhältnisse Californiens sind derart, dass im Grossen und Ganzen nur geringe Mengen Wassers, aber mit starkem Gefälle für die Zwecke des Bergbaues, Ackerbaues und der Industrie zur Verfügung stehen. Um diese Wasserkräfte für den Bergbau, speciell für die hydraulische Goldgewinnung nutzbar zu machen, wurden eine grosse Menge Canäle gebaut, Sammelteiche und Vertheilungs-Reservoirs angelegt, von denen die ersteren 1500—2000 m hoch in der Sierra Nevada gelegen sind, während die Bergbaue selbst in der Höhe von nicht mehr wie 350—1000 m umgehen. Die Monate von Mai bis November sind trocken; aller Regen fällt in den anderen 5 Monaten. Für einen constanten Wasserverbrauch ist deshalb die Anlage von Sammelteichen nöthig. Dieselben sind entweder natürliche Seen, deren Inhalt durch Verdämmung des Auslaufes vergrössert ist, oder es sind geeignete Thalabschnitte durch Stein- oder Holzdämme in solche umgewandelt.

Tab. I gibt die Haupt-Sammelteiche der am umfangreichsten bearbeiteten Bergwerksdistricte der Yuba-, Bear-, Feather- und American Rivers.

Tabelle I. *)

Name des Sammelteiches	Name des Eigenthümers	Inhalt in Kubikmetern
1. Bowman Reservoir . .	North Bloomfield Mining Co.	26,300.000
2. Shot Gun Lake . . .	" "	97.000
3. Island Lake	" "	635.000
4. Middle "	" "	67.750
5. Round "	" "	82.400
6. Weaver "	Eureka Lake Company.	4,250.000
7. Eureka "	" " " "	18,700.000
8. Faucherie	" " " "	1,640.000
9. Jackson Lake	" " " "	425.000
10. Kleinere Seen	" " " "	1,435.000
11. English Reservoir . .	Milton Mining Company	18,400.000
12. Fordyce "	South Yuba Company.	30,468.000
13. Meadow Lake	" " " "	3,050.000
14. Sterling Reservoir . .	" " " "	1,528.000
15. Omega and Blue Tent Reservoir	" " " "	8,500.000
16. California Reservoir .	California Company . .	17,000.000
17. El Dorado "	" " " "	30,000.000
18. Kleinere Sammelteiche in den Feather-, Yuba- und American-Flüssen	" " " "	19,800.000
Total . . .		182,398.150

*) Die Daten für Nr. 1—14 inclusive sind officiell, die für Nr. 14—18 sind von Herrn H. Smith angegeben worden.

Die Dämme dieser Sammelteiche sind entweder ganz aus Holz, oder ganz aus Trockenmauerwerk oder aus beiden zusammen ausgeführt. Fig. 2, Taf. XIII ist eine Skizze eines Dammes aus Trockenmauerwerk, wie sie häufig hier angewendet werden.

Die folgenden Daten beziehen sich auf eines der grössten Reservoirs in Californien, nämlich das Bowman Reservoir der North Bloomfield Gravel Mining Company. Es liegt in 1645 m Seehöhe und hat ein Niederschlagsgebiet von 75.2 km². Mehrere andere Sammelteiche befinden sich im selben Gebiete oberhalb; das grösste derselben fasst 17,800.000 m³ Wasser. In regenarmen Jahren werden beinahe alle Niederschläge im oberen Gebiete von diesen oberen Reservoirs abgefangen, so dass das Niederschlagsgebiet des Bowman Reservoirs sich eigentlich auf 57 km² reducirt. Die durchschnittliche Regenmenge ist 195 cm (Mittel aus 5 Jahren), von der ca. 75 % in das Reservoir abfliessen. Zur Bildung dieses Reservoirs waren 2 Thalsperren nöthig. Der Hauptdamm hat eine grösste Höhe von 31 m (29.3 m über den angenommenen Nullpunkt) und seine grösste Länge ist 129.5 m. Der kleinere Damm ist 16.5 m hoch und 64 m lang in der Krone; diese liegt 1.22 m tiefer als die des Hauptdammes und enthält eine Anzahl Abflussöffnungen, so dass im Falle eines plötzlichen grossen Wasserandranges das Wasser dadurch abgelassen werden kann. Wenn das Reservoir bis zur Krone dieses Dammes angefüllt ist, hat dasselbe eine Oberfläche von 202 ha und enthält 18,280.000 m³ Wasser. Um diesen Inhalt zu vergrössern, kann der Damm durch einen temporären Aufbau auf die Höhe von 29 m über Null gebracht werden, dann ist der Fassungsraum 26,000.000 m³. Fig. 6, Taf. XIII zeigt das Querprofil des Thales an Stelle des grossen Dammes; Fig. 4 ist ein Querschnitt desselben im tiefsten Punkte des Thales. Im Grundrisse bilden die Achse des Dammes zwei gerade Linien, die sich unter einem Winkel von 165° schneiden. Der Untergrund besteht aus solidem Granit ohne nennenswerthe Spalten. Der Damm wurde anfänglich (1872) zu einer Höhe von 22 m aus Holz gebaut. Unbearbeitete Stämme von Ceder (*Libocedrus decurrens*) und Tamarae (*Pinus contorta*) wurden rechtwinkelig zu einander fest verzahnt und vernagelt, und die so gebildeten Dämme mit Steinmaterial ausgefüllt. Eine wasserdichte Decke von Fichtenbrettern auf der wasserseitigen Böschung des Dammes schützte denselben gegen Durchsickerung.

In 1875—76 wurde der Damm auf 29.3 m über Null erhöht. Unterhalb des alten Holzdammes wurde eine grosse Steinschüttung angehäuft, die dann mit sorgfältig gelegtem Trockenmauerwerk aus möglichst grossen Steinen (0.75—4 t) abgeglättet wurde. Dieses Trockenmauerwerk ist im Maximum 4.6—5.5 m, im Minimum 1.8—2.5 m stark. Der Fuss desselben ist 5.7 m hoch, hat eine 1/5 Böschung und ist aus schweren Steinen, in regelmässigen horizontalen Schichten gelegt, gebaut. Die vorderste Reihe dieser grossen Steine ist durch eiserne Stangen in der Hinterfüllung verankert. Die Böschung des eigentlichen Dammes ist einfüssig. Die äusseren Steine sind unter einem Winkel von 67 1/2° zur Böschung gelegt. Durchgehende Schichten wurden nicht genau eingehalten. Die wasserseitige Böschung ist ebenfalls

einfüssig und durch eine Bohlenlage bedeckt, die an 20 cm starke, in dem Trockenmauerwerke eingebettete und durch 2 cm starke und 1.5 m lange eiserne Stangen verankerte Cederbalken genagelt ist. Die Bohlen sind 7.5 cm dick und 20 cm breit, aus dem Kern der Zuckerfichte (*Pinus Lambertina*) geschnitten und an den Kanten, ähnlich den Schiffsplanken, abgehobelt; sie waren gut getrocknet und schwellten genug an, um eine genügend wasserdichte Decke zu geben, ohne dass eine Dichtung der Fugen durch Hanf und Theer nöthig wurde. Der Fuss dieser Bohlenlagen sass dicht auf dem Grunde auf; Keile aus Fichtenholz wurden eingetrieben, um die Dichtung vollständig zu machen. In den untersten 8 m ist eine dreifache Bohlenlage, in den folgenden 11 m eine doppelte und in den letzten 11 m eine einfache Lage angeordnet. Erfahrungsgemäss dauern solche Bohlenbedeckungen gegen 20 Jahre. Im tiefsten Punkte des Dammes ist ein Durchlass gebaut, und mit 40—50 cm dicken und 2 m langen Granitplatten bedeckt. In demselben befindet sich eine hölzerne Rinne, 2.3 m breit und 0.5 m hoch, die das Abflusswasser aus dem Teiche ableitet. Dieses wird, nachdem es ein siebartiges Filter passirt hat, durch 3 schmiedeeiserne, mit Absperrventilen versehene Röhren, jede von 37 cm Durchmesser, vom Reservoir in das Gerinne eingeleitet.

Die Krone des Dammes besteht aus behauenen Cederbalken, die 40 cm stark und fest mit dem Steindamme verankert sind. Für den Fall, dass einer der oberen Teichdämme brechen sollte, und das Bowman Reservoir dann plötzlich bis zum Ueberfliessen angefüllt würde, ist die thalseitige Böschung mit besonderer Sorgfalt ausgeführt worden. Das darüberfliessende Wasser wird dann in das Innere des Dammes sickern und sich durch die absichtlich belassenen Zwischenräume in dem beinahe verticalen Fuss des Dammes ansammeln und endlich durch den Durchlass ablaufen. Um den eventuell bedeutenden hydrostatischen Druck unschädlich zu machen, sind die erwähnten Verankerungen angeordnet. Die Gesamtmasse in diesem Damme ist ca. 42.000 m³ mit einem Gewicht von 77.250 t. Der hydrostatische Druck auf die Verticalprojection des Dammes beträgt 19.700 t.

Die Kosten des Dammes waren 528.000 Mk. Die etwas auffällige Construction dieses Dammes war durch die folgenden Rücksichten bedingt. Das Gebirge in unmittelbarer Umgebung besteht aus sehr hartem, kurzklüftigen Granit, aus welchem Steine von bestimmten Maassen nur schwer und kostspielig zu gewinnen waren. Kalkstein ist in der Gegend keiner vorhanden; da auch die Transportkosten zu hoch kamen, so war die Verwendung von Mörtelmauerwerk ausgeschlossen. Ungefähr eine Meile oberhalb des Dammes war ein grosser Haufen von losen Steinen, das Resultat Jahrhunderte langer Abwitterung der umliegenden Felswände. Diese unregelmässigen Steine waren zwar nicht für Mörtelmauerwerk, wohl aber für Trockenmauerwerk und Steinschüttung brauchbar. Da das Material in reichlichem Maasse vorhanden war, so wurden die Böschungen flach (1:1) angelegt, wodurch es möglich wurde, die regelmässige Aussenlage des Trockenmauerwerkes leichter herzustellen, als es bei steileren Böschungen hätte geschehen können. Die grossen Steine für

diese Aussenlage wurden in einem nahe gelegenen Steinbruch gewonnen; sie kosteten 3—4mal so viel als die Steine von der erwähnten Schutthalde. Im Falle später die Hölzer des alten Dammes verfaulen sollten, so wird eine gewisse Setzung des darüberliegenden Steinmaterials stattfinden. Die Böschungen sind jedoch so flach gehalten, dass eine solche Setzung wohl kaum merkbar sein wird.

Der kleinere Damm dieses Reservoirs (Fig. 5 und 7) besteht aus Holz mit eingefüllten Steinen (crib-dam). Die unbehauenen Cederstämme sind 30—75 cm dick, an den Kreuzungsstellen etwas eingelassen und fest mit einander durch 2—2.5 cm starke Bolzen verbunden. Die unterste Lage von Stämmen ist durch 4 cm starke Eisen mit dem felsigen Untergrund verbunden. Zur Füllung wurden nur grössere Steine verwendet. Die Wasserseite ist durch eine 7.5 cm starke Bohlenlage, ähnlich der des Hauptdammes, wasserdicht gemacht. Der Damm enthält, wie bereits erwähnt, an der Krone 28 Abflussöffnungen, jede 2.13 m tief. Sie werden geöffnet, wenn eine Ueberfluthung zu befürchten ist; für gewöhnlich sind sie durch 5 cm dicke, 20 cm breite und 1.48 m lange, horizontal übereinander gelegte Bohlen geschlossen.

Das Gewicht dieses Dammes ist 5900 t, der auf denselben ausgeübte hydrostatische Druck beträgt 2360 t. Der Vorgrund des Dammes ist fester Granit.

Nach hiesigen Erfahrungen ist die Bestanddauer eines solchen Dammes 25—30 Jahre. Die Kosten waren 60.000 Mark.

Der sogenannte English Damm brach am 18. Juni 1883. Fig. 3, Taf. XIII zeigt denselben im Querschnitt. Er bildete das Hauptbauwerk von 3 Thalsperren, die das sogenannte English Reservoir abschlossen. Dasselbe hat ein Niederschlagsgebiet von 31.2 km² und ist 1890 m über dem Meere gelegen. Es wird grösstentheils durch den schmelzenden Schnee gespeist. Der Hauptdamm wurde 1856 gebaut; 1875—77 wurden alle 3 Dämme erhöht und verstärkt, und zwar der Hauptdamm 1877 auf 24.4 m über die Sohle des Durchlasses. Der hölzerne Aufbau, 2.1 m hoch, kam nur zur Winterszeit oder bei Hochfluthen in Action. Man glaubt, dass dieser Aufbau brach, wodurch das Wasser über den Damm floss; da dieser nun für einen solchen Fall nicht construiert war, so wurde er in Folge dessen zerstört. (Man sagt übrigens auch, dass dieser Aufbau durch eine den Bergleuten in einem bedeutenden Processe feindliche Partei gesprengt worden sei.)

Das Verhältniss zwischen Dammgewicht und Wasserdruk in der Basis des Dammes war 94.000 kg zu 26.400 kg pro Quadrat-Meter oder 3.5:1.

III. Die Vertheilungs-Reservoirs erhalten ihr Wasser von den Sammelteichen durch die Hauptcanäle und sind nahe den Verbrauchsstellen gelegen. Sie sind verhältnissmässig klein und halten nicht mehr, als für ein oder mehrere Tage Verbrauch nöthig ist. Die folgenden sind einige der bedeutenderen Vertheilungs-Reservoirs:

Waldron Reservoir,	North Bloomfield Company	165.600 m ³	Inhalt
Marlow	" " "	50.250 "	"
Pine Grove	Milton Mining Company	316.000 "	"
Empire	" " "	64.500 "	"
Excelsior Nr. 1	Excelsior Mining Company	443.000 "	"
" " 2	" " "	189.700 "	"

IV. Canäle, hölzerne Gerinne und Rohrleitungen. Die Gesamtlänge der für Bergwerkszwecke hergestellten Wasserleitungen beträgt mehrere tausend Kilometer. Die Gegenden, in denen dieselben gebaut wurden, sind sehr wild, so dass die Canäle, um Kosten zu sparen, allen Unregelmässigkeiten des Terrains folgen mussten. Hohe „Trestleworks“, manchmal 100—150 m hoch, wurden gebaut, und schmiedeiserne Röhren wurden gelegt, um das Wasser über tiefe Thäler zu führen. Diese Bauwerke zeigen kühne Constructionen.

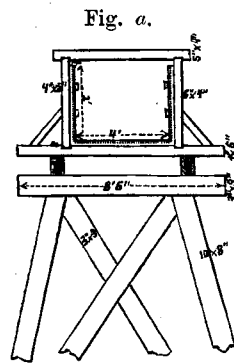
Die Canäle in den Minendistricten Californiens sind meistens tief und eng, mit starken Gefällen. Die Herstellung und Instandhaltung derselben ist billiger, besonders in Bezug auf die Schutzvorkehrungen gegen Schnee und Eis, als jene der weiten und flachen Canäle. Die thalseitige Böschung wird gewöhnlich mit 65° und die bergseitige mit 60° angelegt.

Die Bodenbeschaffenheit ist eine derartige, dass trotz einer grossen Wassergeschwindigkeit die Auswaschungen an der Sohle nur gering sind. Canäle, gross genug um 2·2—2·3 m³ Wasser per Secunde abzuführen, haben oft ein Gefälle von 3—3·75 ‰ und sind seit Jahren in erfolgreichem Betriebe. Immerhin ist erfahrungsgemäss bei jedem Canale eine fortschreitende, allmälige Vergrösserung des

Durchflussprofils zu constatiren. Es zeigt sich, dass sich dasselbe im Durchschnitte in den ersten acht Jahren um 100% vergrössert. Die jährlichen Unterhaltungskosten grösserer Canäle, einschliesslich aller Reparaturen und Steuern betragen ungefähr 1000 Mk. pro Kilometer.

Die Tab. II gibt die Daten über einige der Hauptcanäle.

Obgleich hölzerne Gerinne die Quelle unaufhörlicher Ausgaben für die Unterhaltung sind, hat man sich in vielen Fällen doch dieses Auskunftsmittels bedienen müssen, z. B. dort, wo hohe und verticale Felswände passiert werden mussten, oder wo der Grund zu durchlässig oder zu hart war, oder wo nur sehr kleine Wassermengen zur Verfügung standen und man sich gegen jeden Verlust sorgfältig schützen musste.



Diese Gerinne (flumes) haben grössere Gefälle als die Canäle, meistens 4·74—6·64 ‰. Die beistehende Fig. a zeigt die gewöhnliche Construction derselben. Die Bohlen (meistens Zucker-Fichte) sind 4—5 cm stark. In Curven sind die äusseren Kanten des Gerinnes überhöht. In Abständen von 1 Kilo-

Tabelle II.

Name des Canals	Länge in Kilometer	Ausfluss	Gefälle ‰	Dimensionen			Kosten	Bemerkungen
				^a Sohlenbreite	^b Tiefe	^c Breite (oben)		
		Kubikmeter pro Secunde		Meter			Mark	
North Bloomfield einschliesslich Seitencanäle	89	2·2	2·3—3·0	1·52	1·07	2·63	1,866.829	Additionelle Kosten kleinerer Canäle etc. 356.908 Mk.
Milton Canal	102	2·1	2·3—4·7	1·22	1·07	2·34	1,651.992	
Eureka Lake und Yuba Canal .	87	1·8	—	—	—	—	1,721.000	
Miners Canal	40	0·57	—	—	—	—	720.000	
San Juan, Hauptcanal	51	0·92	1·8	1·24	0·92	1·33	1,171.968	
„ „ Zweig- „	21	0·57—1·06	—	—	—	—	—	Der ursprüngliche Canal war 1·83 m und 1·52 m tiefer, Gefälle 2·50 ‰, Kosten 499.632 Mk.
South Yuba, Haupt- „	2·4	4·95	3·25	0·92	1·83	2·43	—	
„ „ von der Vereinigung mit dem Haupt- Dutch Flat Canal	51	—	1·50	—	1·37	1·83	—	
„ „ Hauptcanal zu Deer Creek	27·5	3·68	2·50	1·83	1·52	2·43	4,400.000	
Dutch Flat	21	2·19	2·6	1·22	1·52	1·98	—	
Blue Tent, Zweigcanal	21	1·63	2·5	1·22	1·22	1·83	—	Totalkosten des South Yuba Systems.
Chalk Bluff.	21	1·63	3·05	—	—	—	—	
Cascade	40·5	1·13	2·3	1·22	1·22	1·52	—	
Snow Mountain	—	1·27	2·3	1·52	1·22	1·83	—	
Blue Tent Company „	52·5	1·27	1·9	—	—	—	1,000.000	
Excelsior	53·5	0·61	1·7	1·52	1·22	2·44	—	Totalkosten des Excelsior Systems.
Bonner	24·3	0·43	2·5	1·22	1·07	2·44	4,800.000	
Union.	24·3	0·43	2·5	—	—	—	—	
Hendricks	75	—	2·4—1·2	—	0·62	1·52	544.600	
Spring Valley and Cherokee . .	84	1·41	—	—	0·62	1·83	—	
La Grange	32·5	1·70	1·3—1·5	1·83	1·07	1·52	2,000.000	Einschliesslich Glen-Beatsen und Oregon Gulch Canäle.
Juolmann Water Company . . .	203	2·55	2·1—6·1	2·3—3·4	0·92	2·74	1,800.000	
El Dorado Water and Deep Gulch Mining Company . . .	177	2·83	0·76	1·3	1·22	3·1	—	
California Water and Mining Company	403	0·85	1·13—3·02	0·6—1·5	1·22	3·1	2,400.000	
Park Canal and Mining Company	469	1·56	0·9—3·02	0·5	0·5—1·0	1·1—2·4	2,400.000	
					2·5	0·46	8,000.000	Inclusive 240.000 Mk. für Reservoir.

meter sind Ablassschützen angebracht. In der Gegend häufigen Schneefalls sind die Gerinne durch Schneedächer geschützt.

Grosse Schwierigkeit bereitet oft das bei strenger Kälte, trotz der bedeutenden Wassergeschwindigkeit, am Boden des Gerinnes sich bildende Grundeis. Wenn dies vorkommt, dann muss das Wasser sofort abgelassen werden, sonst würde sich das Gerinne ganz mit Eis ausbauen, welches auch im Sommer nicht vollständig aufthauen würde.

In Nevada County (Californien), in dem Niederschlagsgebiete der North Bloomfield-Canäle, ist die Schneedecke oft 2—4 m tief. Die durchschnittliche Wintertemperatur ist daselbst -1° C., man beobachtet aber auch Temperaturen von -18° C. und darunter; trotzdem wird der North Bloomfield-Canal nur selten durch Schnee oder Eis blockirt. Das Wasser kommt aus einem Reservoir, wo es eine Temperatur von +2° C. hat. Andere Canäle jedoch in derselben Gegend, welche an den kalten Nordabhängen des Gebirgsrückens liegen, und ihre Wasser direct von den Wasserläufen — ohne Vermittlung eines Sammelteiches erhalten — leiden

oft unter der Vereisung. Dagegen kann wieder der Milton-Canal, trotzdem er am Nordabhang eines kalten Canons liegt, wo die Temperatur manchmal bis auf -30° C. sinkt, beinahe durch den ganzen Winter offen gehalten werden, wenn genügend Wasser (22 m³ per Minute) durchfließt.

Die hölzernen Gerinne dauern unter den günstigsten Bedingungen nicht länger als 20 Jahre und im allgemeinen Durchschnitt nicht länger als 10 Jahre.


Der für die Miocene Mining Company in Butte County, Californien, gebaute Canal (vollendet Februar 1881) musste ein, von hohen senkrechten Felswänden flankirtes Seitenthal passiren. Da ein Trestlework (57 m hoch) zu theuer gekommen wäre, so entschloss man sich, das Holzgerinne an der Felswand aufzuhängen. Fig. b ist eine Ansicht desselben. Zu dessen Herstellung wurden Arbeiter an Seilen an der Felswand herabgelassen und Löcher in die Felswand gebohrt. Das Gerinne selbst, welches die gewöhnliche Construction zeigt, erscheint auf Consolen gelagert, die aus Eisenbahnschienen gebildet wurden, welche in -Form gebogen und in einen, in den Felsen fest eingelassenen Ring eingesetzt wurden. Sie sind

Tabelle III.

Name	Ort	Ort des Wasserzuflusses	Länge in Kilometer	Wassermenge in 24 Stunden	Ort der Ablieferung	Bemerkungen
				Kubik-Meter		
Eureka Lake Canal	Faucherie-Damm — Eureka	Eureka Lake and Faucherie Reservoir u. Bäche entlang d. Linie	29.2	159.325	Poorman Creek in Eureka	Das Wasser dieses Canales kann in das Weaver Lake Reservoir und von dort in den Miner's Canal abgeleitet werden.
dto. dto.	Eureka — Magenta	Der obengenannte Canal und Poorman Creek	6.5	242.000	Weaver Canal und Irwin Canal in Magenta	
dto. dto.	Zweig zu Eureka	dto. dto.	1.6	254.250		Dieser Canal liefert Wasser an Zweigcanäle nach Relief Hill und Grizzly Hill; auch nach North Bloomfield.
Irwin Canal	Magenta — Columbia Hill	Eureka Lake Canal und Bäche entlang der Linie	43.9	63.730—71.500	Columbia Hill	Liefert auf d. Wege Wasser an Snow Point, Moore's u. Wolsey's Flat-Districte.
Weaver Canal	Magenta — Bloody Run	Eureka Lake Canal und Bloody Run Canon in Regenzeit	13	191.000	Bloody Run Canon	Liefert auch Wasser nach Snow Point, Moore's und Wolsey's Flat.
dto.	Bloody Run — Columbia Hill	dto. dto.	21.1	50.950	Columbia Hill	Dieser Canal liefert Wasser in Snow Point und Moore's und Wolsey's Flat. Der darüber liegende Weaver Canal hat Fülle, durch welche das Wasser in den Miner's Canal eingelassen werden kann.
Miner's Canal	Middle Yuba — Bloody Run	Yuba River; auch Weaver Lake Reservoir	40.6	50.950	Snow Point etc. and Bloody Run Canon	
Bloody Run Canal	Bloody Run — Columbia Hill	Eureka Lake Canal, Miner's Canal, Bloody Run Canon	13.0	222.700	Columbia Hill	
Lower Bloody Run Canal	Bloody Run — Grizzly Canon	dto. dto.	13.0	50.950	Grizzly Canon	
Grizzly Canal	Grizzly Canon — Columbia Hill	Lower Bloody Run Canal, die andern oberen Canäle und Grizzly Canon	8.1	76.500	Columbia Hill	
Spring Creek Canal	N. Y. Ravine — Columbia Hill	Spring Creek und andere Bäche	13.0	63.730	dto. dto.	
Lower Eureka Lake Canal	Columbia Hill — San Juan	Die Canäle in Eureka	24.4	82.750	San Juan und Punkte unterhalb San Juan	
South Fork Canal	Zweig zum Eureka Lake Canal in Eureka	Bäche in Regenwetter	4.9	9.550	Eureka Lake Canal in Eureka	
Mud Canal	Zweig zum Eureka Lake Canal unterhalb Eureka	dto. dto.	6.5	12.720	Eureka Lake Canal unterhalb Eureka	
Fenn Canal	Relief Hill	Logan Canon und andere Bäche	6.5	19.100	Relief Hill	
Irwin Branch	Irwin Canal — Grizzly Hill	Irwin Canal	4.9	50.950	Grizzly Hill	
Middle Yuba Canal od. San Juan Canal	Middle Yuba — Birchville	Middle Yuba, Weaver Lake Reservoir. Columbia Hill Canäle	51.9	82.750	San Juan Reservoir u. Districte unterhalb	
Buckeye Hill Canal	Sweetland — Buckeye Hill	San Juan Canal oder Columbia Hill	8.1	95.500	Sweetland Creek-Minen	
Shady Creek	Shady Creek — Garden Reservoir	Shady Creek	9.7	95.500	Garden Reservoir	
Zweigcanal	San Juan Reservoir — American Pipe	San Juan Reservoir	3.2	50.950	American Mine	Diese Districte können auch von den Columbia Hill Canälen gespeist werden.

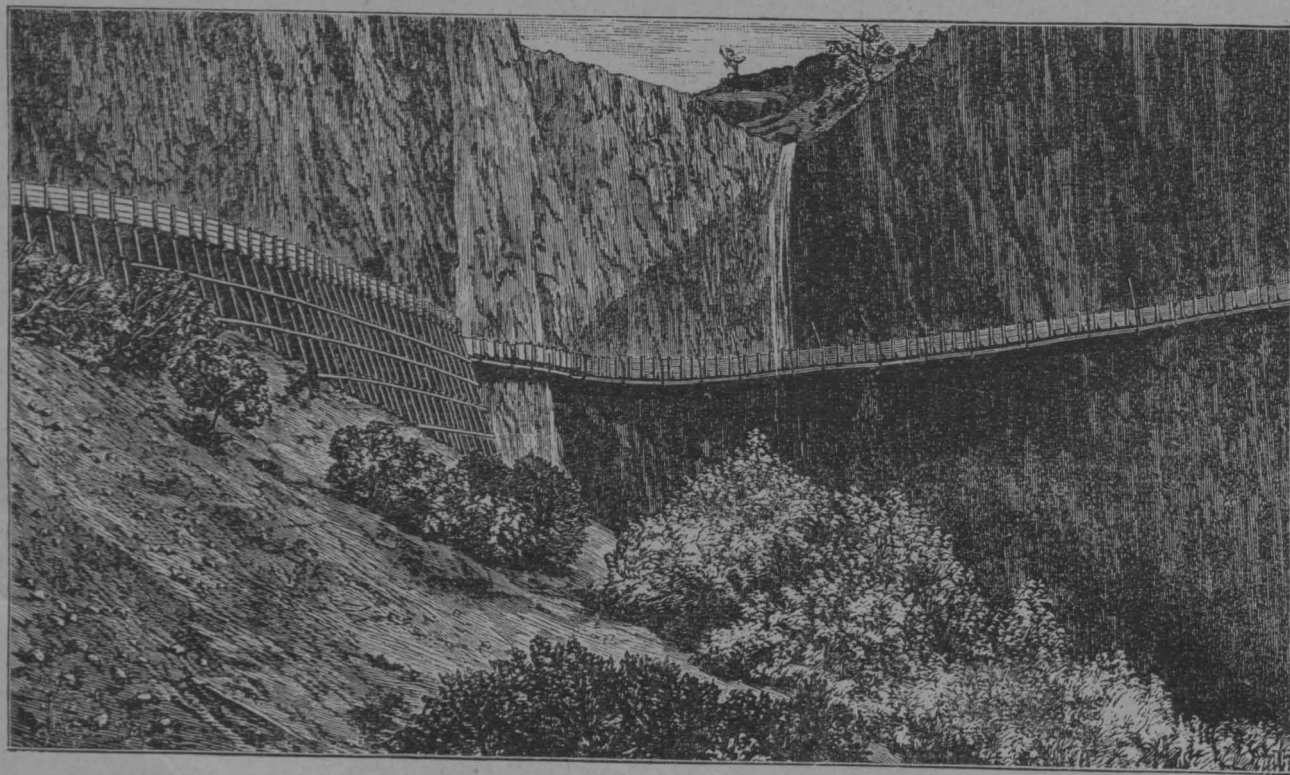
überdies durch 2 cm starke eiserne Stangen an oberhalb in den Felsen solid eingesetzte Ringe aufgehängt. (Fig. c.) Die Entfernung zwischen je zwei solchen Consolen (brackets) ist 2.44 m. Die inneren Dimensionen des Gerinnes sind 1.22 m weit und 0.91 m tief; die Gesamtlänge ist 148 m. Es liegt 36 m über der Bachsohle und 61 m unterhalb der oberen Kante der Felswand. Ausser diesem interessanten Bauwerke (bracket-flume) hat der Miocene-Canal noch einige andere bemerkenswerthe Objecte, so z. B. das an das aufgehängte Gerinne anschliessende 26 m hohe Trestlework, und drei andere Trestleworks mit Höhen von bezw. 41 m und 24 m, das letztere 320 m lang. Der ganze Canal ist 54 km lang.

Die Beschreibung der, der Eureka Lake- und Yuba Canal Company gehörenden Wasserleitungen gibt ein gutes Bild derartiger Anlagen in California. Fig. 1, Taf. XIII ist eine Karte derselben.

Diese Wasserleitungen sind in Nevada County gelegen

Flat, und Woolsey's Flat auf der einen Seite, und Relief Hill, Bloomfield, Lake City und Grizzly Hill auf der andern Seite. Unterhalb dieser Plätze vereinigen sich die verschiedenen Zweige wieder und führen ihr Gesamtwasser nach Columbia Hill (61 km), wo die Haupt-Bergwerke dieser Company liegen. — Der Miner's Canal, der sein Wasser direct aus dem Middle Yuba entnimmt, steht in Verbindung mit diesem System und kann auch von den obgenannten Reservoirs gespeist werden. Er läuft entlang der Nordseite des Haupt-Gebirgsrückens, etwas niedriger als der Weaver Canal und liefert Wasser zu den obigen Districten. Sein überflüssiges Wasser fliesst durch den Bloody Run Canon und die davon abzweigenden Canäle nach Columbia Hill ab. Ausser diesem Canal gehören noch mehrere kleinere zu diesem System. Unterhalb Columbia heisst der Haupt-Canal wieder Eureka Lake Canal und liefert Wasser für die Districte von Cherokee und Badger Hill. — Der Middle Yuba Canal oder San Juan Ditch gehört auch zu diesem System,

Fig. b.



und wurden zum Zwecke der Bearbeitung der hydraulischen Minen gebaut, die auf und an beiden Seiten des den Middle und South Yuba-Fluss trennenden Bergrückens situirt sind. Sie bestehen aus circa 322 km Canälen, mehreren Sammelteichen und einer grösseren Anzahl Vertheilungsreservoirs.

Der Haupt- oder Eureka Lake Canal beginnt unterhalb der Haupt-Sammelteiche und hat folgende Längen.

Von Beginn bis nach Eureka . . .	29 km
„ Eureka „ „ Magenta . . .	6.4 „
„ Magenta „ „ Bloody Run . . .	13.0 „
Im Ganzen . . .	48.4 km

Unterhalb Magenta trifft dieser Canal fünf andere Canäle, nämlich den Irwin-, Weaver-, Bloody Run-, Lower Bloody Run- und Grizzly-Canal.

Die folgenden acht Bergwerksdistricte werden durch diese Gruppe gespeist: Snow Point, Orleans Flat, Moore's

obgleich ursprünglich davon unabhängig. Das Wasser wird direct vom Middle Yuba entnommen, circa 2.5 km unterhalb der Mündung des Bloody Run Canons. Dieser Canal ist wegen seiner niedrigen Lage nur für die Bergwerke in und unterhalb San Juan brauchbar. Er kann sein Wasser auch von dem obern System in Columbia Hill bekommen.

Aus der vorstehenden Tab. III, können wir die nöthigen Daten über die Vertheilung des Wassers entnehmen.

Die in Columbia Hill zusammenkommenden Canäle können in 24 Stunden liefern: 1. Während der Regenzeit:	
Irwin Canal	63.730 m ³
Weaver Canal	51.000 „
Bloody Run	222.500 „
Lower Bloody Run Canal und Grizzly Canal	76.600 „
Spring Creek Canal	63.730 „
Im Ganzen	477.560 m ³

2. Während der trockenen Zeit:

Eureka Lake-Canäle	159 200 m ³
Miner's Canal	51.000 "
Im Ganzen	210.200 m ³

Dieses Wasser kann entweder ganz an den Columbia Hill District oder auch theilweise an andere Districte abgegeben werden.

Die an den San Juan-District gelieferte Wassermenge ist circa:

1. Durch den San Juan Canal	82.830 m ³
2. " " Eureka Lake Canal unterhalb Columbia Hill	82.830 "
Im Ganzen	165.660 m ³

Die Gesamtlieferung dieser beiden Systeme beträgt sonach:

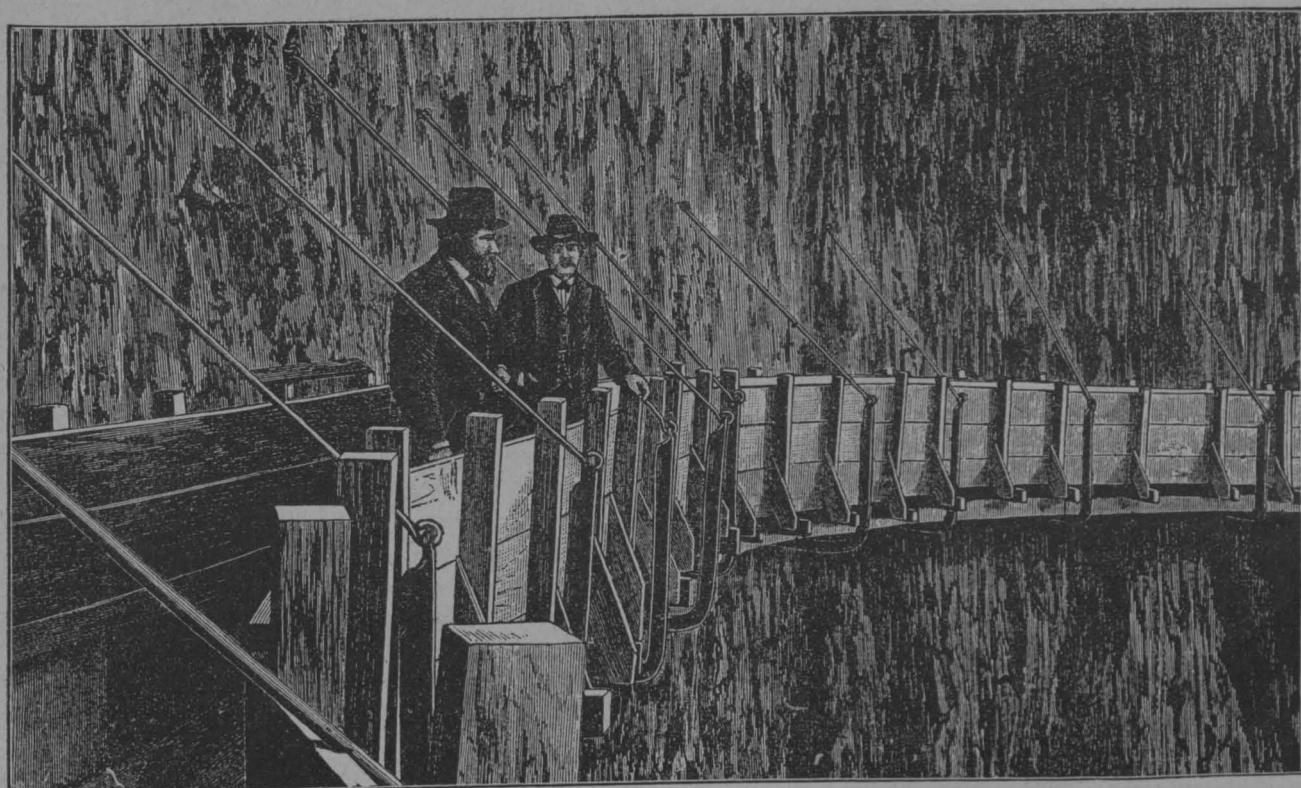
	In der Regenzeit	In der regenlosen Zeit
Columbia Hill Canalsystem	477.560 m ³	210.200 m ³
San Juan " "	82.830 "	82.830 "
Im Ganzen	560.390 m ³	293.030 m ³

Südabhang desselben über. Ein Theil seines Wassers kann in die beiden Weaver Lake Reservoirs, die in einem Zufluss des Middle Yuba gelegen sind, abgelassen werden.

Das French oder Eureka Lake Reservoir ist der wichtigste aller Sammelteiche. Der am Ausfluss erbaute Damm wurde im Jahre 1858/59 aus Granitblöcken (Trockenmauerwerk) hergestellt und ist durch eine Abdeckung von Planken gegen Durchsickerung geschützt. Er ist in der Krone 76 m lang, und an der höchsten Stelle 27 m breit, 20·9 m hoch über dem Fundament und 19·1 m über der Abflussöffnung. Der Teich hat 136·2 ha Oberfläche und 18,700.000 m³ Inhalt.

Das Faucherie Reservoir ist ebenfalls ein durch Abdämmung vergrößerter natürlicher See. Der ursprüngliche Damm war 13·4 m hoch und der dadurch gebildete Teich hatte eine Oberfläche von 56·4 ha und einen Inhalt von 4,820.000 m³. Dieser Damm brach und wurde durch einen hölzernen Damm, 6·4 m hoch, ersetzt. Die jetzige Teich-

Fig. c.



Die durchschnittliche tägliche Lieferung (für 300 Tage im Jahre) ergibt sich zu 427.000 m³ oder in runden Ziffern pro Jahr 127,460.000 m³.

Die Haupt-Sammelteiche liegen nahe den Quellen des Canon Creek, des grössten Seitenflusses des South Yuba, in einer ungefähren Seehöhe von 1770 m. Das höchst gelegene Reservoir ist der Eureka oder French Lake, ein natürlicher See, dessen Wasserspiegel durch einen am Ausfluss erbauten Damm erhöht wurde. Das Abflusswasser dieses Teiches folgt dem natürlichen Laufe des Canon Creeks bis circa 2·5 km und fließt dann in das 180 m niedriger gelegene Faucherie Reservoir. Hier beginnt der Eureka Lake Canal; dieser folgt dem allgemeinen Hang des Gebirges, durchsetzt denselben im sogenannten Bowman's Gap und geht von dem Nordabhang des Gebirges nach dem

fläche ist 36·4 ha, mit einem Inhalt von 1,640.000 m³. Das Niederschlagsgebiet dieses Teiches ist 2135 ha; das des Eureka Lake Reservoirs 1281 ha. Es besteht meistens aus steilen, nackten Bergen, mit geringer Pflanzendecke. Die Abflussmenge ist auf 75% der Regenmenge geschätzt, welch' letztere circa 195 cm im Jahre beträgt. Die in diesen Teichen aufgespeicherte Wassermenge genügt, um den Canal durch fünf Monate zu füllen.

Es sind ferner 16 Vertheilungs-Reservoirs vorhanden. Sie sind so gelegen, dass eine Vertheilung des Wassers an die verschiedenen Consumenten leicht geschehen kann. Von ihnen aus wird das Wasser durch Canäle in die Druck-Reservoirs der einzelnen Bergwerke geleitet und von dort durch eiserne Röhren nach den eigentlichen Verbrauchs-orten.

Die Herstellungskosten dieser Anlagen waren (1864):
 Haupt-Eureka Lake Canal, incl. Holzgerinne. 1,024.000 Mk.
 Kleinere Canäle, Wasserrechte, etc. 697.000 „
 Eureka Lake Damm 140.000 „
 Faucherie Damm (älteste Construction) . . . 32.000 „

oberen Böschungskante wurden gefällt. Wenn immer möglich, wurden die Auflager der hölzernen Gerinne aus dem gewachsenen Grund ausgehoben. Die Gerinne haben ein Gefälle von 6·06⁰/₁₀₀. Die Bohlen sind 5 cm stark.

Die Kosten dieses Canals stellten sich wie folgt:

1. Erdarbeiten.

	Längen in Kilometer	Arbeitslöhne	Pulver	Werkzeuge	Stahl	Kohlen	Total
Mark							
Canal-Aushub	22·70	278.659·68	16.393·84	6.426·68	1.277·92	3.813·52	306.571·64
Fundament-Aushub	8·50	60.053·64	11.466·88	2.102·00	852·00	1.204·44	75.678·96
Vorbereitungs-Arbeiten	31·20	14.328·04	—	360·00	—	—	14.688·04
Totale	31·20	353.041·36	27.860·72	8.888·68	2.129·92	5.017·96	396.938·64

Kleinere Dämme 8.000 Mk.
 Miner's Canal und Teiche 720.000 „
 Andere Canäle und Wasserrechte 232.000 „
 Vertheilungs-Reservoirs 200.000 „
 Middle Yuba Canal (San Juan Ditch) vom
 Yuba Fluss bis Manzanita Hill 1,047.060 „
 Derselbe von Manzanita Hill bis Birchville . . . 124.908 „
 Vertheilungs-Reservoirs bei und unterhalb
 San Juan 72.000 „
Im Ganzen . 4,296.968 Mk.

Die Unterhaltungskosten dieser Wasserwerke in den 11 Jahren von 1866—1876 betrugen.

	Totale für 11 Jahre	Für 1 Jahr
Löhne der regelmässig angestellten Leute	1,839.795·76 Mk.	167.254·16 Mk.
Reparaturen, Materialien etc.	1,274.185·36 „	115.835·00 „
Sägemühlen-Conto	375.293·96 Mk.	
Holz verkauft	129.867·36 „	
Wirkliche Kosten des von der Company selbst gebrauchten Holzes	245.426·60 „	22.319·88 „
Verschiedenes	166.937·60 „	15.176·00 „
Steuern	211.388·48 „	21.085·32 „
Totale für 11 Jahre	3,757.733·92 Mk.	
Durchschnitt per Jahr		341.612·36 Mk.

Die Einnahmen der Werke während derselben Periode aus dem Verkauf des Wassers waren:

7,954.412·00 Mk. oder per Jahr 723.128·36 Mk., was also einem Reingewinn von 381.516 Mk. per Jahr entspricht.

Im Folgenden sind die Details und Kosten des Milton Canals von Eureka zum Milton Damm gegeben. Derselbe wurde in den Jahren 1872—74 von der North Bloomfield Company gebaut.

Längen: Eureka bis South Fork 11·30 km
 South Fork bis Drop-off 1·93 „
 Drop-off bis Milton 17·85 „
Total 31·08 km

Länge d. Holzgerinne (flumes): Eureka—South Fork 3520 m
 South Fork—Drop-off 666 „
 Drop-off—Milton 4070 „
Totale . 8556 m

Abläss-Oeffnungen:

Eureka bis South Fork 14 Thore, zusammen 34·2 m lang
 South Fork bis Drop-off 12 „ „ 14·6 „ „
 Drop-off bis Milton 24 „ „ 34·8 „ „
Total 50 Thore, zusammen 83·6 m lang

Das durchschnittliche Gefälle des Canals ist 3·64⁰/₁₀₀.
 Alle Bäume innerhalb eines Abstandes von 5—8 m von der

2. Holzgerinne.

Holz etc., von Milton bis zum
 untern Ende der Big Bluff 2085 m³
 Holz etc., v. Eureka bis Big Bluff 1808 „
 $3893 \text{ m}^3 = 128.061·12 \text{ Mk.}$
 Holz für Rahmen, Schwellen etc. 5205·96 Mk.
 Transport 6600·00 „ 11.805·96 „
Total . 139.867·08 Mk.
 Löhne der Zimmerleute 85.602·84 Mk.
 Nägel und Eisen 12.236·56 „
 Werkzeuge 400·00 „
Total . 98.239·80 Mk.

3. Allgemeine Kosten.

Ingenieur und Assistenten 18.442·00 Mk.
 Wegebauten, 9 km 5.600·00 „
 Transportkosten 5.803·76 „
 Verluste im Eschause*) 2.743·00 „
 Antheil der allgemeinen
 Ausgaben der North
 Bloomfield Gravel Mining
 Company während des
 Baues des Canales 14.258·52 „ 46.847·28 „

4. Entschädigungen.

Entschädigungen an die Milton Company
 wegen zerstörter Canäle 3.787·28 Mk.
Im Ganzen . . 685.678·68 Mk.
 Rückgewinn an Holz, welches nicht ver-
 wendet wurde 10.400·00 „
Also wirkliche Totalkosten . 675.278·68 Mk.
 oder pro 1 km 21.643·50 Mk.

Aus dieser Zusammenstellung ergeben sich folgende Kosten pro lfd. Mtr. und pro Kubik-Meter:

Canal: 22.695·75 m lang, Aushub rund 87.630 m³.
 Kosten 306.571·64 Mk. oder 3·49 pro Kubik-Meter u. 13·51
 pro lfd. Mtr. — Gerinne: 8553 m lang, Erdarbeiten
 75.678·96 Mk. oder 8·85 Mk. pro lfd. Mtr.; Holz und Arbeit etc.
 238.106·48 Mk. oder 27·83 Mk. pro lfd. Mtr. Total 36·68 Mk.
 pro lfd. Mtr.

Die Rohrleitungen in den hydraulischen Berg-
 werks-Districten sind alle aus schmiedeisernen Blechen

*) Jeder Arbeiter, der dort ass, musste 3 Mk. pro Tag bezahlen, was die Unkosten nicht deckte.

durch Nietung hergestellt; Gusseisen ist wegen des hohen Druckes ausgeschlossen.

Die Tab. IV gibt die in den folgenden Zeilen angeführten Nummern der Birmingham Scala.

Tabelle IV

über die Stärken und Gewichte der gewöhnlich in den hydr. Minen gebrauchten Eisenbleche. (Birmingham-Scala.)

Nummer der B Scala	Dicke der Bleche		Gewicht	
	in Zoll	in Millimeter	lbs. pro 1 Qu.-Fuß	Kilogramm pro 1 m ²
18	0.049	1.10	1.98	9.66
16	0.065 ($\frac{1}{16}$)	1.60	2.62	12.8
14	0.083	2.10	3.35	16.4
12	0.109	2.60	4.40	21.5
11	0.120 ($\frac{1}{8}$)	3.10	4.85	23.7
10	0.134	3.40	5.41	26.7
8	0.164	4.10	6.66	32.6
7	0.180 ($\frac{3}{16}$)	4.80	7.27	35.6
6	0.203	5.10	8.20	40.0
4	0.238	6.00	9.61	47.0
3	0.259 ($\frac{1}{4}$)	6.20	10.47	51.2
2	0.284	7.10	11.48	56.4
1	0.300 ($\frac{5}{16}$)	7.90	12.13	59.5
0	0.340	8.80	13.74	67.2
00	0.380 ($\frac{3}{8}$)	9.50	15.36	75.2

Im Laufe der Wasserleitungen sind häufig tiefe Thäler zu kreuzen; zu tief, um durch ein Trestlework übersetzt zu werden. Das Auskunftsmittel ist dann der sogenannte „inverted syphon“ aus schmiedeisernen Röhren. In California und Nevada sind einige derartige Syphons ausgeführt, die in Bezug auf ihre Länge und die Tiefe des durchsetzten Thales wohl einzig dastehen.

Die älteste Construction dieser Art ist die Cherokee Wasserleitung. Fig. 8 stellt das Längenprofil dieses Syphons dar. Die Nummern entlang der Linie geben die Stärken der Eisenbleche nach der Birmingham Scala. Der Syphon ist ein Glied der Wasserleitung, welche die Bergwerke in Cherokee Flat, Butte County, Californien, versorgt. Der Ausfluss ist 45.7 cm niedriger, als der Einlasskasten; die grösste Depression ist 270 m; Durchmesser der Röhre 75 cm. Das Wasser passirt erst durch ein Filter, ehe es in die Rohrleitung eintritt; 15 m unterhalb des oberen Endes der Röhre ist ein Standrohr, um den Druck zu reguliren. Wo nöthig, sind Luftventile angeordnet, die sich von selbst schliessen und öffnen. Die Leitung ist 1.5 m tief im Terrain vergraben; der tiefste Theil des Thales wird auf einem 21 m hohen Trestlework übersetzt. Die einzelnen Röhrenstücke sind 7 m lang und zusammengenietet. Die Säume sind alle einfach genietet; für Nr. 14 und Nr. 12 Eisen sind die Niete 6 mm stark, für Nr. 11 8 mm, für Nr. 9 und Nr. 7 9.5 mm etc. etc.

Die Röhren wurden an Ort und Stelle hergestellt und zwar im Durchschnitt 336 m pro Tag. Die ganze Arbeit wurde in 4 Monaten vollendet.

Die Wasserleitung für Virginia City und Gold Hill (Comstock-Lode), Nevada, hat den längsten Syphon, der bis heute gelegt worden ist. Der See Marlett, 2358 m über dem Meere und nicht weit östlich vom berühmten Lake Tahoe in der Sierra Nevada, dient als Sammelteich für die

Wasserversorgung des weltbekannten Bergwerks-Districtes, „Comstock-Lode“. Seine Fläche ist 121 ha, und seine Tiefe, wenn voll, 4.6 m. Die Durchsetzung des Carson-Valley erforderte die Legung eines Syphons aus schmiedeeisernen Röhren. Fig. 9 zeigt das Längenprofil desselben. Der mittlere Durchmesser der Röhren ist 28.8 cm. Die Quernähte sind einfach, und die Längsnähte doppelt vernietet. Die Gesamtlänge dieses Syphons ist 11310 m. Die Röhren wurden 7—10 Minuten in einer Mischung von Asphalt und Kohlentheer gebadet. Der Einlauf war anfänglich 91.5 m höher als der Ausfluss, ist jetzt aber auf 141.6 m erhöht worden. Das Gesamtgewicht der Rohrleitung beträgt 636 t; 1 Million Niete und 32 t Blei wurden benützt. Die Röhren wurden alle auf 98 kg pro cm² Druck probirt. Die Verbindung der 8 m langen Röhren geschah durch eine schmiedeiserne Muffe, 13 cm breit und von genügendem Durchmesser, so dass ein 10 mm weiter Spielraum zwischen Röhre und Muffe blieb, der eine Bleidichtung aufnahm. Fig. 11a. Die Muffen sind 1 mm stärker als die Röhre. Die Dichtung erfolgte mit Hilfe des in Fig. 11b und 11c dargestellten Apparates. Fig. 14 zeigt die Construction der Rohrleitung in Curven. Auf der Aussenseite wurde ein Winkeisen (a) nahe dem Ende einer Röhre festgenietet, dass durch ein Flacheisen (b) mit dem Winkeisen auf dem anderen Rohre verbunden ist. In jedem tiefsten Punkte sind Schlammventile und in jedem hohen Punkte Luftventile angebracht.

Die Rohrleitung wurde 1872 gelegt und ist heute in sehr gutem Zustande. Sie liefert pro 24 Stunden 9 Millionen Liter (0.142 m³ pro Secunde). Später im Jahre 1877 wurde eine zweite Rohrleitung unmittelbar neben der ersten gelegt. Dieselbe ist 30 cm im Durchmesser und aus 6.5 mm starkem Eisenblech gemacht. Die Nähte sind nicht genietet, sondern geschweisst (lap-welded).

M. H. Smith beschreibt in seinem oben citirten Aufsatze den Syphon, den er durch den Big Canon, einen Zufluss des South Yuba Flusses, gelegt hat. Derselbe ist ein Theil der sogenannten Texas Creek Wasserleitung, die das Wasser dieses Baches dem Haupt-North Bloomfield Canale zuführt. Dieser läuft entlang der Seite des Big Canon Creek's in einer Höhe von 189 m über der Bachsohle. Es handelte sich um eine secundliche Wassermenge von 0.975 m³. Der Ursprung dieses Texas Canales liegt 146 m höher als der North Bloomfield Canal. Ein theilweise aus einem Graben und theilweise aus Holzgerinnen bestehender Canal leitet das Wasser bis an die eine Seite des tiefen Big-Canon Creek, wobei 6.1 m des verfügbaren Gesamtgefälles verbraucht werden. Die Maximal-Druckhöhe für den Syphon ist sonach 140 m. Mit dieser Druckhöhe würde die Rohrleitung 1459 m und mit einer Druckhöhe von 67 m, 1305 m lang geworden sein.

Es wurde durch Rechnung gefunden, dass eine Druckhöhe von 90—100 m die geringsten Kosten verursachen würde. Die definitive Druckhöhe wurde dann auf 92.7 m festgesetzt, wodurch der Syphon eine Länge von 1351 m erhielt. Profil Fig. 10 gibt die Eisenstärken der Rohre in den verschiedenen Druckzonen. Alle Nähte sind doppelt genietet.

Ein Theil der Röhren, die in San Francisco ohne gehörige Aufsicht im Contract angefertigt wurden, waren

aus sehr schlechtem Eisen hergestellt, was erst entdeckt wurde, als es zu spät war. Seitdem sind die Röhren am Platze selbst unter strenger Aufsicht gemacht und jede Tafel Eisenblech genau untersucht worden. Die maximale Beanspruchung des Eisens ist mit 1150 kg pro cm^2 angenommen; da jedoch die Stärke eines Theiles der Rohre nicht ganz den Normalien entsprach, so beträgt die Beanspruchung stellenweise 1260 kg pro cm^2 . Der Röhren-Durchmesser ist 0.432 m . Die Einmündung ist conisch geformt, der Contractions-Coefficient daselbst 0.92 .

Für Druckhöhen unter 116 m wurden die einzelnen Längen wie Ofenröhren zusammengefügt; für grössere Druckhöhen sind die Verbindungen wie Fig. 13 zeigt, an-

Felsen versenkt sind, festgehalten. (Fig. 12a und 12b.) Die Leitung ist 0·3—0·6 m hoch mit Erde bedeckt, welche an steilen Stellen durch kleine Dämme von Trockenmauerwerk oder durch quergelegte Ceder-Planken festgehalten ist. Der Syphon wurde 1878 gelegt. Im ersten Jahre brach er zweimal wegen der schon vorher erwähnten schlechten Qualität eines Theils der Rohre; seitdem haben sich jedoch keine Anstände gezeigt.

Die Gesamtkosten dieser Wasserleitung (1219 m Canal und Holzgerinne und 1351 m Rohrleitung) beliefen sich auf 95.118.12 Mk.

Tab. V gibt Daten über einige schmiedeiserne Rohrleitungen in Californien und Nevada:

Tabelle V.

Ort	Durchmesser der Röhre	Stärke des Eisens		Druckhöhe	Maximal- Beanspruchung	Bemerkungen
	Centimeter	B. S. Nr.	Millimeter	Meter	Kilogramm pro 1 cm ²	
Amador City	38	14	2-10	79-2	715	{ Nieten in Längsnähten 32 mm v. einander entfernt " " Quernähten 45 " " " "
Moore's Flat	30-5	14	2-10	122-0	881	
" "	55-6	{ 14 16	{ 2-10 1-75	24-4	413	Länge der Rohrleitung 1065 m.
San Juan	101-0	{ 7 11	{ 4-75 3-16	24-4	{ 261 397	
" "	91-5	{ 14 12	{ 2-10 2-77	16-7	363	Alle Nieten 51 mm von einander entfernt, heiss getrieben. Einzellänge der Röhren 3-1 m, Totallänge 690 m. Kohlentheer-Anstrich an der Aussenseite, keiner an der Innenseite. Nach acht Jahren Gebrauch im guten Stande. Kosten 80.000 Mk.
" "	40-8	18	1-24	60-8	994	
" "	{ 30-5 28-0	18	1-24	56-0	688	Nieten 58 mm von einander entfernt. Total- länge 762 m. Im Innern mit Kohlentheer angestrichen. Röhre liegt ungedeckt auf dem Grund.
Smartsville	40-7	18	1-24	54-7	892	
" "	45-7	14	2-10	60-8	660	Kein Schutzanstrich, acht Jahre in Gebrauch. 274 m lang. Nieten in den Längsnähten 38 mm, in den Quernähten 56 mm von einander entfernt. Nur von Aussen angestrichen. Fünf Jahre im Gebrauch.
Spring Valley Water Co. San Francisco	76-1	14	2-10	91-2	1640	
Spring Valley Water Co. San Francisco	76-1	11	3-16	111-5	1340	Nieten in den Längsnähten 38 mm, in den Quer- nähten 76 mm von einander entfernt, kein Schutzanstrich.
Virginia City and Gold Hill .	31-7	0	8-23	525-0	935	
Cherokee	76-1	00	9-52	270-0	1078	Nieten 15 mm von einander entfernt; Nieten 6 mm im Durchmesser.
French Canal	55-9	10	3-40	130-6	1070	
Malakoff	55-9	10	3-40	137-0	1122	
" "	38-2	12	2-77	137-0	942	
Texas Creek	43-2	8	4-19	231-0	1190	

geordnet, also ebenso wie bei der Virginia und Gold Hill Leitung. Einige dieser Verbindungen leckten anfangs, was jedoch durch sorgfältiges Nachtreiben von Blei erfolgreich beseitigt wurde. Während des längsten Theils des Jahres ist die Rohrleitung am oberen Ende nicht ganz gefüllt und führt das Wasser bedeutende Quantitäten Luft mit in die Leitung. Deshalb wurden zahlreiche Luftventile angebracht. Dieselben bestehen (Fig. 15a, 15b und 15c) einfach aus einem schweren gusseisernen Klappenventil, das mit Blei beschwert ist und, wenn geschlossen, an Ringen von vulcanisirtem Kautschuk anliegt. Wenn die Röhre nicht ganz gefüllt ist, öffnet sich das Ventil durch sein eigenes Gewicht, so dass die Luft entweichen kann; steigt das Wasser, so schliesst es das Ventil. Es sind 14 solcher Ventile angebracht. — In steilen Partien ist die Rohrleitung durch Drahtseile an eisernen Dornen, die in den gewachsenen

Die folgenden Beobachtungen in Bezug auf den Coefficienten c in der Formel für die Wassergeschwindigkeit $v = c\sqrt{rs}$ sind von Interesse:

Herr H. Smith erwähnt in Bezug auf die Texas Creek Wasserleitung, dass der in Erd und Felsen ausgehobene Canal in der Sohle 3' (0.915 m) und in einer Höhe von 3' (0.915 m) über der Sohle 6' (1.83 m) breit ist und ein Gefälle von 20' pro Meile ($3.79\frac{0}{100}$) hat. Die Seiten des Canals sind rauh und bestehen theilweise aus Felsen; der Canal hat scharfe Curven und ist im Allgemeinen ziemlich regelmässig ausgehoben. Wenn der Canal voll läuft, werden circa 32.8 Kubik-Fuss ($0.928 m^3$) Wasser pro Secunde abgeführt.

Deshalb haben wir:

Fläche $a = 13.5$ Quadrat-Fuss (1.26 m^2); mittlerer Radius $r = 1.41'$ (0.43 m); Gefälle $s = 0.0038$.

$$Q = 32.8 \text{ Kubik-Fuss, } v = \frac{Q}{a} = \frac{32.8}{13.5} = 2.43' (0.74 \text{ m})$$

pro Secunde und

$$c = \frac{v}{\sqrt{rs}} = 33 \text{ für Fussmaass (18.3 für Metermaass).}$$

Das Holzgerinne dieses Canales ist von ungehobelten Planken gemacht; 2.67' (0.82 m) weit, 2.83' (0.86 m) tief, mit einem Gefälle von 32' pro Meile (6.06‰). Scharfe Curven kommen auch hier vor. Das durch diese Curven passirende Wasser füllt beinahe das ganze Gerinne, während es in den geraden Strecken mehrere Zolle tiefer steht. Wir haben nun:

$$\text{Fläche } a = 7.56 \square'; r = 0.908' (0.275 \text{ m}); s = 0.00606$$

$$Q = 32.8; \text{ also } v = \frac{Q}{a} = 4.34 (1.32 \text{ m}) \text{ und } c = 59 \text{ für Fussmaass (32.6 für Metermaass).}$$

Für die Röhrenleitung dieses Canales haben wir:

$$\text{Durchmesser} = 1.416' (0.432 \text{ m}); r = 0.354 (0.108 \text{ m});$$

$$Q = 31.69, v = 20.13' (6.14 \text{ m}).$$

Wenn der Druckhöhen-Verlust, verursacht durch die Höhe, die nöthig ist, um dem Wasser die mittlere Geschwindigkeit zu geben, und die Contraction in Betracht gezogen wird, dann haben wir:

$$s = \frac{h}{l} = \frac{296.1}{4438.7} \text{ und } c = 131 (72.4 \text{ für Metermaass}).$$

Mr. A. J. Bowie erwähnt die folgenden Untersuchungen:

Im North Bloomfield Canal — Länge 40 miles (64.4 km), Querschnitt 23.89 Quadrat-Fuss (2.23 m²), Gefälle 16' pro Meile (3.03‰), — in dem viele scharfe Curven vorkommen, variirt der Coëfficient c von 44.7 bis 37.7 je nach der Jahreszeit. (24.7 bis 20.8 für Metermaass).

Der Milton-Canal hat in der Strecke von Milton nach Eureka, 19 miles (30.6 km) lang, einen Querschnitt von 20.39 Quadrat-Fuss (1.9 m²), Gefälle 19.2' pro Meile (3.64‰) in offenen Gräben und 32' pro Meile (6.06‰) in Holzgerinnen. Die Linie ist sehr unregelmässig und hat viele unvermittelte Fälle. Die Länge von Milton bis zum Pegel in Bloody Run ist 29.5 miles (47.5 km). In den letzten 10.1 miles (16.3 km) ist das Minimal-Gefälle 16' pro Meile (3.03‰), der Querschnitt des Canals 23.05 Quadrat-Fuss (2.14 m²). Der Coëfficient c variirte von 22 bis 31 (12 bis 17.1 für Metermaass), welch' letzterer Werth für den augenblicklichen Zustand des Canals giltig ist. In den folgenden 30 miles (48.4 km) unterhalb Bloody Run ist der Canal in besserem Zustande und der Coëfficient c beträgt dort 41 (22.6).

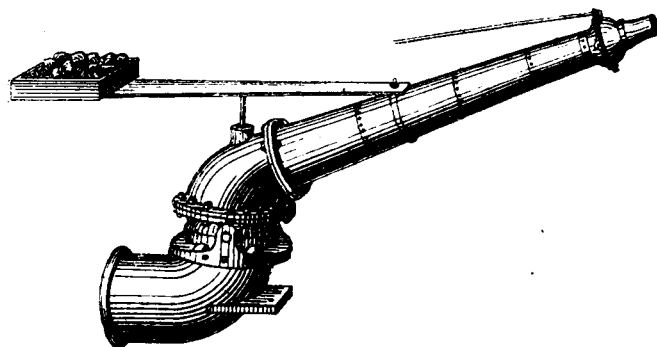
La Grange Haupt-Canal: 17 miles (27.4 km) lang; Querschnitt 22.5 Quadrat-Fuss (2.12 m²), Gefälle 7' pro Meile (1.32‰), Coëfficient $c = 52 (28.7)$.

Die in den obigen Fällen angegebenen Gefälle, für die der Coëfficient bestimmt wurde, beziehen sich auf die Gräben (offenen Canäle) und nicht auf die Holzgerinne, wenn nicht ausdrücklich so erwähnt. Diese Angaben führen zum Schluss, dass der Coëfficient c für Canäle mit starkem Gefälle und vielen Curven, und einer Länge von 40 miles (65 km) und mit einer secundlichen Wassermenge von 68 bis 80 Kubik-Fuss (2.0—2.5 m³) mit 30—45 (16.5 bis 25 für Metermaass) angenommen werden kann.

V. Anwendung der Wasserkräfte.

Die durch die beschriebenen Wasserleitungen gewonnenen Wasserkräfte werden in erster Linie zum „Hydrauliken“ d. h. zum Waschen der goldführenden Kiesbänke benutzt. (Das Zeitwort to hydraulic ist eine specifisch californische Erfindung, ist aber genügend ausdrucksvoll, um allgemein gebraucht zu werden.) Sie werden vermittelt der sogenannten „little Giants“ in der in der Einleitung beschriebenen Weise angewendet. Ein solcher „Giant“ (Fig. 12a) ist ein Mundstück mit einer Oeffnung von 12 bis 20 cm Durchmesser und mit einem Universalgelenk, so dass der Wasserstrahl nach jeder Richtung spielen gelassen werden kann. (Fig. 22 auf Taf. XIV und beistehende Textfigur d.) Um

Fig. d.



die Wirbelbewegung des Wassers im Rohre, die sich bei jedem Richtungswechsel des Strahles bildet, zu brechen, ist ein sogenanntes „riffe“ eingesetzt, das aus radial gestellten Flächen besteht. (Fig. 21b.) Dadurch wird das Wasser gezwungen, in einem vollen Strahle auszutreten.

Eine weitere Anwendung der Wasserkräfte ist der Betrieb von Bergwerksmaschinen und Hüttenwerken. Eine solche ist durch H. Smith's Beschreibung der North Bloomfield Werke gut illustriert. Es handelte sich darum, einen sogenannten „deep bed-rock tunnel“ (siehe Einleitung) zu treiben. Derselbe war ursprünglich 2240 m lang und folgt im Allgemeinen der Richtung eines ziemlich bedeutenden Wasserlaufes, in einer Tiefe von 58 m unter demselben. Das Gestein ist stark metamorphischer Schiefer. Acht Schächte, jeder circa 61 m tief, wurden abgeteuft, welche mit dem unteren Portal zusammen 16 Angriffspunkte abgaben. Der letzte untere Stollen wurde mit Diamant-Bohrern und die übrigen 15 Stollen mit Hand betrieben. Da die Anzeichen auf einen ziemlich bedeutenden Wasserandrang im Stollen deuteten, so mussten die nöthigen Installationen gleich Anfangs errichtet werden. Es wurde über Tage entlang der Tunnel-Linie eine Rohrleitung gelegt. Dieselbe bestand aus 6.1 m langen, 2.1 mm starken schmiedeeisernen Röhren, die nach Art der Ofenröhren miteinander verbunden waren. Die Stösse wurden durch getheerte Leinwand und kleine eingetriebene Keile von Fichtenholz gedichtet. Der Durchmesser der Röhre war im ersten Theil 38 cm und nahm dann ab auf 33 cm, 28 cm und 18 cm am untern Ende. Von dieser Hauptleitung wurden Zweigleitungen, 17.8 cm im Durchmesser, zu den einzelnen Schachtmündungen geführt. Das Zuflussbecken der Hauptleitung war 87 m über dem Tagkranz des höchsten und 167 m über dem des niedrigst gelegenen Schachtes.

Die Gesammtlänge der Haupt- und Zweigleitungen war 2924 m; ausserdem führte noch eine 762 m lange Zweigleitung das nöthige Betriebswasser zu den Diamant-Bohrern. Die Röhren waren nicht eingegraben, sondern lagen auf dem Boden und wurden durch 4 cm starke Bohlen geschützt. Die Lufttemperaturen variierten von -12° bis $+42^{\circ}$ C. im Schatten. Der Tunnel-Vormann inspicierte die ganze Leitung jeden Tag einmal. Die Verluste durch Lecke in den Röhren waren sehr gering. Um dieselben zu verringern, wurde von Zeit zu Zeit etwas Sägemehl in das Wasser geworfen. In der Hauptleitung waren 3 und an jedem Schachte 1 Absperr-Ventil.

Fig. 16 zeigt die Anlage der Aufzüge und Pumpwerke. Dieselbe war an allen Schächten gleich, mit der Ausnahme, dass das Wasserrad am höchsten Schacht 6.4 m und am niedrigst gelegenen Schacht 5.04 m Durchmesser hatte. Das Wasserrad drehte sich nur in einer Richtung. An der Achse desselben war ein Vorgelege angebracht, das die cornische Schachtpumpe bewegte. Die Achse des grossen Zahnrades dieses Vorgeleges hatte am andern Ende eine Frictions-Uebertragung zum Betrieb des Aufzuges. Der Letztere konnte etwas vor- und zurückbewegt werden, so dass er ein- und ausgeschaltet und die einfahrenden Lasten durch ihr eigenes Gewicht mit einer Bandbremse hinabgelassen werden konnten.

Die je nach der Druckhöhe verschiedenen grossen Wasseräder ermöglichten den Gebrauch gleich construirter Hebe- und Wasserhaltungs-Maschinen. Das Wasser wurde aus der Leitung in einer 2.75 m langen Ausflussröhre entnommen; diese Röhre erlaubte vermittelst eines Kugelgelenkes eine verticale Bewegung, so dass durch einfaches Senken der Röhre das Rad verschiedene Geschwindigkeiten annehmen oder auch ganz zum Stillstand gebracht werden konnte.

Am Ende dieser Ausflussröhre war ein gusseisernes verjüngtes Mundstück, circa 87.5 mm im Durchmesser, mit einem Ringe von Sägestahl von verlangtem Durchmesser. Durch Auswechselung der Ringe, was nur wenige Augenblicke beanspruchte, konnte die erforderliche Wassermenge ($0.085-0.113 \text{ m}^3$ pro Secunde) dem Rade zugeführt werden. Das Abschluss-Ventil blieb ganz offen, so lange als die Maschinen im Betriebe waren. Die Wasserhaltung geschah durch 18 cornische Pumpen. Die grösste Wassermenge, die aus einem Schachte gepumpt wurde, war 0.85 m^3 pro Minute. Die zur Verfügung stehende Wasserkraft war jedoch gross genug, um die doppelte Menge zu heben.

Die zwei Diamant-Bohrmaschinen wurden durch ein kleines Wasserrad getrieben, das am hintern Theil des Bohrwagens angebracht war. In einem später gebauten Stollen wurde dies geändert und jede Bohrmaschine wurde durch ein besonderes Rad getrieben, das direct auf dem Bohrgestänge befestigt war. Der Vortrieb geschah durch hydrostatischen Druck auf einen ringförmigen Kolben; dies machte alle Uebersetzungen unnöthig.

Diese 8 Maschingroupen waren beinahe $2\frac{1}{2}$ Jahre im Betriebe. Während dieser Zeit kam nur einmal ein Bruch eines Zahnrades vor, verursacht durch das Darauffallen einer Stahlstange. Abgesehen von diesem Unfall waren keine

Reparaturen nöthig und die Installation war nach Vollendung des Stollens in beinahe ebenso gutem Zustande als beim Beginn.

Zur Bedienung der Maschinen eines Schachtes war 1 Mann (12 Stunden Schicht) genügend, derselbe musste auch die zu Tage beförderten vollen Wagen entleeren. Zwei Mann bedienten sämtliche 18 Pumpen. Es waren sonach im Ganzen 18 Mann pro Schicht nöthig, um die Maschinen der acht Schächte im Gange zu halten.

Die Kosten der Rohrleitung waren 58.524 Mk. und die der Maschinenanlage circa 240.000 Mk.

Ein anderes Beispiel dieser Art ist das folgende:

Im Jahre 1883 wurde in der Idaho Quartz-Mine, nahe Grass-Valley, Californien, die Dampfkraft durch Wasserkraft ersetzt. Die schmiedeiserne Hauptleitung ist 2660 m lang, und 56 cm weit; sie ist bis unter die Frostlinie in den Boden versenkt. Die einzelnen Längen sind zusammen-genietet und ab und zu durch Muffen mit Blei-Einguss verbunden, um kleine Bewegungen der Rohrleitung zu ermöglichen. (Diese Vorsicht scheint unnöthig bei so tief eingegrabenen Röhren.) Die Röhren wurden vor dem Verlegen durch 10—15 Minuten in ein Bad von Kohlentheer und Asphalt gelegt. Gusseiserne Absperr-Ventile sind am unteren Ende der Hauptleitung und jeder Zweigleitung angebracht. Gusseiserne Inspiciröffnungen (man-holes) finden sich nur in der Hauptleitung. Obgleich dieselben im gegebenen Falle keine Veranlassung zu Störungen gaben, so sollten dieselben doch nicht angewendet werden, wo so hoher Druck vorkommt, da die Verschiedenheit in der Elasticität der beiden Metalle leicht Anlass zu Brüchen gibt. Die Längensäume der Röhren sind doppelt und die Quersäume einfach genietet. Die am tiefsten gelegenen Röhren haben 5.1 mm Wandstärke. Vom Ende der Hauptleitung bringen Zweigleitungen mit kleinem Durchmesser das Wasser nach den verschiedenen Verbräuchsstellen.

Das Hebewerk steht unter einer Druckhöhe von 165 m, die effective Druckhöhe ist circa 159 m. Die für die erforderliche Leistung nöthige Wassermenge ist circa 0.23 m^3 pro Secunde. Folgende Maschinen werden durch das Wasser betrieben: 1 Compressor, 2 Cylinder, doppelwirkend, Druck der comprimierten Luft 5.27 kg pro Quadratcentimeter, 140 Pferdekkräfte nöthig. — 1 cornische Pumpe; totale Höhe, zu welcher das Wasser gehoben werden muss, 442.5 m, Plunger in den oberen 244 m, 30 cm Durchmesser, und in den unteren 198 m, 15 cm Durchmesser. 55—70 Pferdekkräfte nöthig. — 1 Hebewerk für einen Schacht, mit zwei Abtheilungen, mit 2 Haspeln, 35 und mehr Pferdekkräfte nöthig. Ferner einige kleine Maschinen und Schmiedefeuer, 3—4 Pferdekkräfte benöthigend. — 1 Pochwerk mit 35 Stempeln, mit all' dem nöthigen Zubehör, 70 Pferdekkräfte. Die erforderliche Gesamtkraft ist sonach circa 320 Pferdekkräfte, welche durch 7 Pelton-Wasserräder geliefert werden. Die Kraftübertragung geschieht durch ein 5 cm starkes Manila-Seil. Die Rinnen in den Seilscheiben sind etwas oval, so dass das Seil nicht den Boden dieser Rinnen berühren kann. Die Seile sind horizontal und straff gespannt. Die Splissung ist sehr lang gemacht, so dass das ganze Seil eine gleichmässige Dicke hat. Diese Kraftübertragung hat sich sehr gut bewährt.

Das Wasserrad für den Compressor hat 1.93 m im Durchmesser und macht 300 Umdrehungen in der Minute. Das Mundstück (nozzle) ist 49 mm weit. 3 Seile gehen von dem Rad nach der Hauptwelle und 6 von diesem nach der Achse des Schwungrades.

Die Pumpen werden durch 2 Wasserräder betrieben. Beide arbeiten an ein und derselben Achse, haben aber verschiedene Durchmesser, 1.52 m und 2.14 m. Sie können unabhängig gebraucht werden, so dass die Pumpen mit verschiedenen Geschwindigkeiten arbeiten können. Bei jedem Rade sind zwei Mundstücke (nozzle), so dass, wenn nöthig, die Kraft verdoppelt werden kann. Das kleinere Rad wird durch ein 31 mm weites Mundstück betrieben und macht 360 Umdrehungen pro Minute; das grössere Rad hat ein 28 mm weites Mundstück und macht 270 Umdrehungen pro Minute. 2 Seile laufen von der Achse des Rades nach der Welle und 4 von dort nach dem Schwungrad, auf dessen Achse das Getriebe angebracht ist, dass die Pumpen bewegt.

Die Hebmascine wird durch 2 Wasserräder betrieben, die beide an derselben Achse arbeiten. Die Schaufeln und Mundstücke derselben stehen jedoch in umgekehrter Richtung. Beide Räder haben 2.44 m im Durchmesser, 24 mm weite Mundstücke, und machen im Maximum 225 Umdrehungen pro Minute. Wenn der Aufzug reversirt werden soll, so wird das Wasser von einem Rade abgestellt und dem anderen zugeführt. Ausser den gewöhnlichen Bremsen an den Haspeln, ist auch eine Bremse an der Achse der Wasserräder angebracht, so dass dieselben sehr rasch zum Stillstand gebracht werden können. Der Stoss in Folge des plötzlichen Abstellens des Wassers (circa 0.028 m³ pro Secunde) hat keinen nachtheiligen Einfluss auf die Maschinen ausgeübt. — Ein kleines Wasserrad betreibt die Werkstätte.

Das Rad für das Pochwerk ist 1.83 m im Durchmesser und macht 300 Umdrehungen pro Minute; Mundstück 30 mm weit. Die Druckhöhe ist hier einige Fuss höher als für die anderen Räder.

Die Kraftübertragung für den Aufzug und das Pochwerk ist dieselbe, wie für die Pumpen. Die ganze Anlage hat sich sehr gut bewährt und ist bedeutend billiger als der Dampfbetrieb, obgleich das Holz billig und das Wasser — da es von einer Wasser-Compagnie gekauft werden muss — verhältnissmässig theuer ist. Die Kosten der Umänderung, der für Dampf eingerichteten Anlagen für Wasserbetrieb, betrugen 185.985.28 Mk.

VI. Wasserräder. Wie vorher schon erwähnt, haben wir es hier mit kleinen Wassermengen und grossen Druckhöhen zu thun. Die meisten der oben beschriebenen Canäle führen nicht mehr als 2—2.5 m³ pro Secunde und haben ein Totalgefälle von 60—180 m.

Turbinen wurden anfänglich versucht, aber ergaben keine günstigen Resultate, da die grosse Umdrehungsgeschwindigkeit der Achse in Folge der bedeutenden Gefälle zu grosse Abnützungen verursachte. Zu einer Zeit waren in Californien über 800 Turbinen im Gebrauch, heutzutage fast keine. Partial-Turbinen oder Tangential-Räder wurden dann mit etwas besserem Erfolge eingeführt. In einigen Fällen wurden grosse überschlächtige Wasserräder benutzt,

so z. B. eines in der Sierra Buttes Mine mit einem Durchmesser von 20 m.

Vor ungefähr 20 Jahren wurde ein Rad von einfacher Construction, das sogenannte Hurdy-Gurdy-Rad, eingeführt. Dasselbe gab so günstige Resultate, dass es bald alle anderen Wasserräder aus dem Felde schlug. Seither wurden Verbesserungen daran angebracht, und durch die neueste Construction (das nach dem Erfinder Pelton-Wheel genannte Rad) wird thatsächlich ein ungemein hoher Effect erzielt.

Das Hurdy-Gurdy-Rad in seiner ursprünglichen Construction war ein schmales hölzernes Rad mit geraden Schaufeln. (Fig. 17.)

Die grösseren Räder waren 15—25 cm breit; die geraden Schaufeln waren von Gusseisen. Der Wasserstrahl war gegen diese Schaufeln gerichtet. Wenn der Druck gross war, wurde der Radkranz durch einen schmiedeisernen Belag geschützt. Dieses einfache Rad hatte die folgenden Vortheile: 1. Geringe Constructionskosten. 2. Es genügten verhältnissmässig leichte Fundamente. 3. Geringe Geschwindigkeit der Radachse bei grossem Gefälle, die leicht nach Wunsch modificirt werden konnte. 4. Horizontale Achse, wodurch die Uebersetzungen sich vereinfachten. 5. Das grosse, und mit grosser Umfangsgeschwindigkeit laufende Rad, wirkte als Schwungrad, wodurch der Gang der Maschinen ein ruhiger wurde. 6. Die Abnützung war sehr gering. In dem Bulletin Nr. 1. College of Mechanics, University of California, 1883, werden von Professor F. G. Hesse und Boss E. Browne die folgenden Mittheilungen in Betreff dieses Rades gemacht:

„Die Hurdy-Gurdy-Räder werden gewöhnlich als Stossräder betrachtet, was jedoch nicht ganz richtig ist, besonders, wenn die Schaufeln nach der bestmöglichen Form

Fig. e.



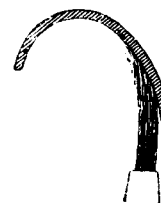
Fig. g.



Fig. f.



Fig. h.



gebildet sind. Wenn ein Wasserstrahl gegen eine feststehende Schaufel von der in Fig. e und f dargestellten Form gerichtet wird, so ist der keilförmige Theil des Wasserstrahles (mit horizontalen Linien schraffirt) praktisch stabil. Wirklicher Stoss findet nur für einen ganz kurzen Zeitraum statt — nämlich während der Zeit, als sich der keilförmige Theil bildet. Nach diesem Momente ist das Wasser einfach von seinem Course abgelenkt und das Rad wird dann ein Druckrad. Es ist natürlich, dass dieser Wasserkeil (in der Figur horizontal schraffirt) weitergerissen wird und endlich mit der vollen Geschwindigkeit der Schaufel entweicht. Der nützliche Effect dieses Wassers ist deshalb nur sehr klein, im Vergleich zu dem des wirklich abgeführten Wassers.

Stoss ist also nicht von Vortheil, sondern gibt im Gegentheil zu grossen Verlusten Veranlassung.“

Die ursprünglich flachen Schaufeln (Fig. e) sind bedeutend verbessert worden dadurch, dass ihnen eine gekrümmte Form gegeben und der keilförmige Raum des Wasserstrahles solide ausgefüllt und zu einem Theil der Schaufel gemacht wurde. Diese letzte Verbesserung ist das sogenannte Pelton-Rad (Fig. g), das entschieden ein Druckrad ist. Dadurch, dass der keilförmige Raum solid ausgefüllt ist, wird ein Stoss ganz und gar vermieden. Derselbe Zweck hätte dadurch erreicht werden können, dass der Wasserstrahl auf die einfach gekrümmte Schaufel in der in Fig. h skizzirten Weise geleitet würde.

Die Hauptquellen der Kraftverluste im Hurdy-Gurdy-Rade sind im Allgemeinen die folgenden:

1. Die Energie, die in dem Wasser zurückbleibt, nachdem es vom Rade abgeflossen ist.
2. Die Wärme, die sich durch den Stoss des Wassers gegen die Schaufel entwickelt.
3. Die Reibung des Wassers beim Passiren über die Oberfläche der Schaufel.
4. Verlust an Kraft in dem Mundstücke. (Der Verlust in der Zuleitungsröhre kommt hier nicht in Betracht.)
5. Die Reibung in der Achse und
6. Der Luft-Widerstand.

In den folgenden Formeln sind alle diese Verluste, mit Ausnahme des ersten, vernachlässigt.

Zum Zwecke der Untersuchung über die Wichtigkeit der Krümmung der Schaufeln ist angenommen, dass alles Wasser von den Schaufeln mit derselben Geschwindigkeit abläuft, als sich diese selbst bewegen, d. h. dass kein Wasser von dem Rade mitgenommen wird.

Es bezeichnen:

- c = Geschwindigkeit der Schaufel in Fuss pro Secunde.
 v = Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser den Umfang des Rades erreicht.
 u = Relative Geschwindigkeit des Abflusswassers von den Schaufeln.
 w = Absolute Geschwindigkeit des Abflusswassers von den Schaufeln.
 Q = Quantität des Aufschlagwassers in einer Secunde, in Kubik-Fuss
 γ = Gewicht eines Kubik-Fuss Wasser in Pfunden.
 L = Nützliche Arbeit unter den obigen Bedingungen, Fusspfunde pro Secunde.
 η = Effect des Rades unter den obigen Bedingungen.
 g = Acceleration der Schwere.
 δ = Winkel zwischen dem Leitschaufel-Ende und der Bewegungsrichtung der Schaufel. (Fig. i.)

Dann haben wir: $u = v - c$.

$$w^2 = u^2 + c^2 - 2uc \cos \delta = v^2 - (2vc - 2c^2)(1 + \cos \delta)$$

$$L = \frac{Q\gamma}{2g} (v^2 - w^2) = \frac{Q\gamma}{2g} (2vc - 2c^2)(1 + \cos \delta)$$

$$\eta = \frac{L}{\left(\frac{Q\gamma}{2g}\right)v^2} = 2(1 + \cos \delta) \left(\frac{c}{v} - \frac{c^2}{v^2}\right)$$

Und wenn wir die Geschwindigkeit der Schaufel verändern, dann haben wir für den grössten Effect:

$$\frac{d\eta}{dc} = 2(1 + \cos \delta) \left(\frac{1}{v} - \frac{2c}{v^2}\right) = 0$$

$$c = \frac{v}{2} \quad (1)$$

d. h. die Geschwindigkeit der Schaufel soll gleich der halben Geschwindigkeit des Wasserstrahls beim Austritt aus dem Mundloch sein.

Dies wird nicht wesentlich modificirt, wenn man andere Bedingungen einführt. Deshalb ist der grösste Effect

$$\eta_1 = \frac{1}{2}(1 + \cos \delta). \quad (2)$$

Je kleiner δ wird, desto grösser wird der Effect.

Fig. i.

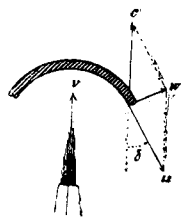
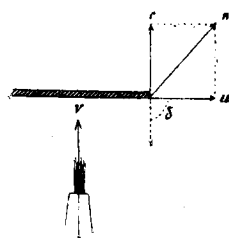


Fig. k.



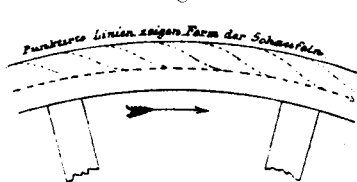
Flache Schaufeln. (Fig. k.) Bei einer flachen Schaufel ist $\delta = 90^\circ$, deshalb $\eta_1 = 50\%$, d. h. mit Rücksicht auf die in den obigen Formeln vernachlässigten anderweitigen Verluste kann man in den Rädern mit flachen Schaufeln einen Nutzeffect von 50% nicht erzielen.

Eine Anzahl Experimente wurden mit solchen Rädern angestellt (Fig. 19) mit einem 9 mm weiten Mundstück. Das Graphikon (Fig. 23) zeigt den Effect dieses Rades für verschiedene Geschwindigkeiten. Ein 7 cm weites Mundstück gab sehr wenig verschiedene Resultate. Das überhaupt beste Resultat war 40.4% unter einem Gefälle von 50.2' (15.3 m). Wenn die Geschwindigkeit des Wasserstrahles annähernd $v = 0.98 \sqrt{64.36 \times 50.2} = 55.7'$ pro Secunde wäre, dann sollte die Geschwindigkeit der Schaufel gleich $c = \frac{v}{2} = 27.85'$ sein,

vorausgesetzt dass die Bedingungen dieselben waren, die der obigen Formel (1) zu Grunde liegen. Dies entspricht einer Geschwindigkeit des Rades von 6.8 Umdrehungen pro Secunde und ist im Graphikon durch eine starke schwarze Linie bezeichnet; dieselbe kommt sehr nahe dem Punkte des grössten Effectes.“

Herr H. Smith erwähnt, dass D'Aubuisson ein diesem Hurdy-Gurdy-Rade ähnliches horizontales Rad als

Fig. l.



in den Alpen und Pyrenäen häufig angewendet anführt; das Wasser wurde diesen Rädern in stark geneigten Rinnen zugeleitet. (D'Aubuisson, Hydraulique à l'usage des ingénieurs.)

Die Anwendung eines Wasserstrahls, aus einem Mundstücke unter hohem Drucke herausgespritzt, ist wahrscheinlich eine californische Erfindung oder Modification.

Die erste Verbesserung dieses einfachen Rades mit flachen Schaufeln war, dass man den Kranz des Rades kastenförmig machte und ihn mit gekrümmten Schaufeln oder Zellen von Eisenblech besetzte. (Fig. l.)

Herr Smith machte eine Anzahl Untersuchungen mit einem derartigen Rade, 5.39 m im Durchmesser; effectives Gefälle 95.4—102.4 m, Schaufeln 10 cm tief und 10 cm breit, und 30 cm Entfernung zwischen je zwei Schaufeln. Verschiedene Arten Mundstücke (nozzles) wurden gebraucht; einige hatten eine Verjüngung gegen das Ende zu; ihr Ausfluss-Coëfficient war 0.944—1.00. Andere hatten Ringe von Stahl mit senkrechten, abgeschnittenen Rändern, die in das Ende der Zufussröhre eingesetzt waren; ihr Coëfficient variirte von 0.60—0.64. Der Wasserstrahl durch die Ringe gab aber einen besseren Effect, als der durch verjüngte Mundstücke, obgleich der Strahl im ersteren Falle etwas weiter entfernt war vom Rade als im letzteren.

traction stattfindet; $n = 0$, wenn das Wehr so breit ist wie das Gerinne). H Wassertiefe oberhalb des Wehres in englischen Fuss.

Es ist wahrscheinlich, dass Q um 2—3 % zu niedrig angenommen ist. Die Durchmesser der Mundstücke wurden an der engsten Stelle gemessen.

Die obigen Versuche beweisen, dass unter grossem Drucke divergirende Mundstücke nur geringen Effect haben. Das divergirende Ende des Mundstückes m_3 ist 1.8mal so lang als sein Durchmesser; dasselbe gab einen Coëfficienten von 0.963. Als es an der engsten Stelle durchgeschnitten war, blieb der Coëfficient 0.960 und 0.958. Das Mundstück m_4 , mit einem divergirenden Ende 2.4mal so lang als sein

Tabelle VI.

Versuche über den Wasserausfluss durch verschiedene kreisrunde Mundstücke und Ringe.

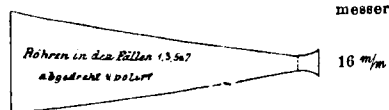
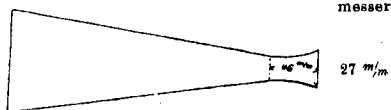
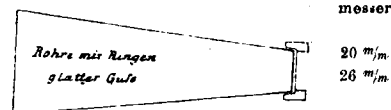
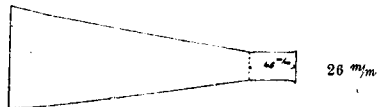
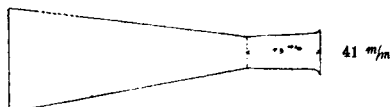
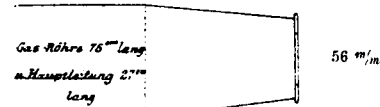
(Siehe Fig. m_1 bis m_6 .)

Nr.	Nummer des Mundstückes oder Ringes siehe Fig. m_1 bis m_6	Durchmesser	Effective Druckhöhe	Wassermenge Q	Wassermenge Ausflussquerschnitt	Theoretische Geschwindigkeit des Strahls	Ausfluss-Coëfficient	Bemerkungen
		Fuss		Kubik-Fuss		Fuss		
1	m_1	0.0531	322.3	0.323	145.8	144.0	1.012	Nr. 5 nicht abgeschnitten. Nr. 5 abgeschnitten an der engsten Stelle.
2	m_2	0.0850	314.4	0.774	136.4	142.2	0.959	
3	m_2	0.0850	312.1	0.759	133.7	141.7	0.944	
4	m_3 nicht geschnitten	0.0868	316.1	0.813	137.4	142.6	0.963	
5	m_3 abgeschnitten	0.0868	332.6	0.831	140.4	146.2	0.960	
6	dto.	0.0868	335.9	0.833	140.8	147.0	0.958	
7	m_4	0.1017	317.9	1.111	136.8	143.0	0.957	
8	m_4	0.1017	315.6	1.110	136.7	142.5	0.959	
9	m_5 Ring (20 mm)	0.0597	316.3	0.240	85.7	142.6	0.601	
10	m_5 " (26 mm)	0.0847	312.6	0.511	90.7	141.8	0.640	
11	m_5 " (26 mm)	0.0847	312.2	0.509	90.3	141.7	0.637	
12	m_6 Ring	0.1823	—	1.528	58.5	91.8	0.640	

Druckhöhe in den Fällen 1, 2, 3, 4, 5 und 7 . . . 95—102.5 m

" im Fall 6 40 m

Formen der verschiedenen Mundstücke.

Fig. m_1 .Fig. m_3 .Fig. m_5 .Fig. m_2 .Fig. m_4 .Fig. m_6 .

Die Mundstücke und die Röhren, in welche selbe eingeschraubt wurden, waren aus Gusseisen, abgedreht und dann polirt. Die Ringe waren aus bestem Sägestahl, mit rechtwinkligen Kanten.

Die Wassermenge für Nr. 1—11 ward bestimmt durch den Abfluss über ein scharfkantiges Wehr, 0.267 m lang, nach der modificirten Francis'schen Formel

$$Q = 3.33 (L - 0.1 n H) H^{3/2}.$$

Hierin ist Q Abflussmenge in Kubik-Fuss pro Secunde, L Länge des Wehres in englischen Fuss. n Anzahl der Contractionen ($n = 2$, wenn an beiden Wehrbacken Con-

traction stattfindet; $n = 0$, wenn das Wehr so breit ist wie das Gerinne). Die ringförmigen Mundstücke mit geraden Kanten waren dünn und zeigen doch eine beinahe vollständige Contraction des ausfliessenden Strahles.

Mit kleinen Mundstücken war der Maximaleffect ca. 35 %, bei einer Schaufelgeschwindigkeit von $0.35 \sqrt{2gh}$; mit grösseren Mundstücken war der Maximaleffect 46 % mit einer Schaufelgeschwindigkeit von $0.45 \sqrt{2gh}$.

Die grösste in diesen Versuchen entwickelte Kraft war 17 Pferdekkräfte, welches für ein so schweres Rad zu geringe Arbeit war, um den grössten Effect zu zeigen.

Ein ähnliches Rad (3.84 m im Durchmesser, Druckhöhe 3.96 m, ringförmiges Mundstück 5.56 cm weit) wurde zum Betriebe eines Pochwerkes von 10 Stempel benutzt (durchschnittliches Gewicht eines Stempels 315 kg, durchschnittliche Fallhöhe der Stempel 0.234 m, Anzahl der Stösse pro Minute 62.2) und entwickelte 10 Pferdekkräfte wirkliche Arbeit, welches einem nützlichen Effect von $44\frac{1}{2}\%$ gleichkommt. Wenn man die Verluste in der Rohrleitung und die Reibung der Maschine berücksichtigt, würde dies einem Effect von 50% an der Radachse gleichkommen.

Fig. n zeigt die nächste bedeutende Verbesserung, nämlich das sogenannte Knight-Rad, das aus einem gusseisernen Kranze mit gekrümmten Zellen aus Bronzeguss, nahe aneinander gesetzt, besteht. Das Mundstück hat einen engen Längsspalt und ist nach dem Radius des Rades gekrümmt, so dass der Strahl die Zellen so nahe als möglich berührt.

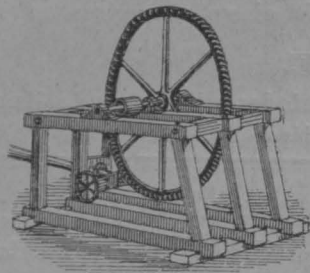


Fig. n.

Diese Form des Mundstückes ist nicht anwendbar, wenn das Wasser mit Sinkstoffen geschwängert ist. Unter sehr grossem Drucke würde wahrscheinlich ein rundes Mundstück bessere Resultate geben. Knight's Rad steht vielfach in Anwendung.

In der Gold-Mühle der Providence Mine, nahe bei Nevada City, Californien, war der nützliche Effect eines Knight-Rades circa 54% der Wasserkraft, ohne Rücksicht auf den Kraftverbrauch durch die Reibung in der Maschine.

Die Herren Hesse & Browne berichten über derartige Räder wie folgt:

„Wenn $\delta = 0$ wäre, dann hätten wir unter den angenommenen Verhältnissen $\gamma_{11} = 100\%$, $w = 0$, und das Wasser würde einfach durch sein eigenes Gewicht auf die Zelle fallen. Es ist klar, dass δ so klein sein sollte, als der Raum zwischen dem Wasserstrahl und der folgenden Zelle erlaubt. In den Versuchen war das Mundstück 25.4 cm breit und die Druckhöhe war 15.4 m. Das beste Resultat ergab sich mit 65.6%. Das Graphikon (Fig. 24, Taf. XIV) zeigt den nützlichen Effect. Die kurze, starke verticale Linie durch die Curve gibt wieder die Geschwindigkeit, wenn berechnet nach der Formel $c = \frac{1}{2}v$.“

Fig. 18 (Taf. XIV) zeigt das sogenannte Collins-Rad, welches in der Providence Mine das Knight-Rad verdrängte. Es verrichtete dieselbe Arbeit wie das letztere mit 84% der Wassermenge.

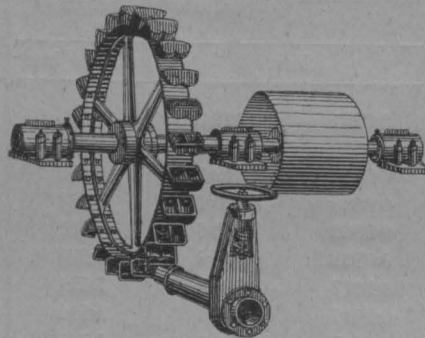
Die Providence Mühle hat 40 Stempel, mit einem Totalgewicht von 341 kg, Fallhöhe 22 cm, 92 Hube pro Minute; Gesamtarbeit, um die Stempel zu heben, 254.500 Minuten Meter-Kilogramm. Ausserdem wurde ein Gesteinsbrecher und 16 „Jure's Concentrators“ (zusammen 8 Pferdekkräfte bedürftend, oder 36.600 Minuten-Meter-Kilogramm) durch dasselbe Wasserrad betrieben, so dass der totale Kraftbedarf 64 Pferdekkräfte war oder 291.100 Minuten-Meter-Kilogramm. Der Durchmesser des Collins-Rades

war 1.83 m, es machte 250 Umdrehungen pro Minute. Die Wasserleitung ist 567 m lang, Durchmesser für die unteren 352 m 56 cm, und für die letzteren 215 m 38 cm, Druckhöhe 118.4 m, Mundstück (nozzle) 5 cm weit, Wasserbedarf circa 3.86 m^3 pro Minute. Wenn der Druckhöhenverlust, verursacht durch die Reibung, gleich 0.61 m angenommen wird, dann haben wir $117.79 \times 3.86 \times 1000 = 454.669$ Minuten Meter-Kilogramm, und daher $291.100 : 454.669 = 64\%$ als nützlichen Effect in der Maschine.

Das Wasserrad befindet sich eine ziemliche Distanz von der Hauptwelle, die Kraftübertragung geschieht durch Riemen. Wenn wir den Verlust durch Riemenreibung, in den Lagern der Achsen, in den Däumlingen und Stempeln etc. in Rechnung ziehen, so würde der Effect des Rades über 70% sein.

Die neueste Verbesserung in der Form der Schaufeln oder Zellen zeigt das Pelton-Rad (Fig. p).

Fig. p.



Hesse & Browne experimentirten mit einem Pelton-Rade, 40 cm im Durchmesser, mit 30 Zellen, Mundstück 10 mm weit und abgeflacht, Druckhöhe 15.3 m. Die Zellen standen nicht radial, sondern unter einem gewissen Winkel zum Durchmesser.

Zuerst wurden Versuche mit sieben verschiedenen Stellungen des Mundstückes gemacht. Der Effect des Rades war beziehungsweise 68.1%, 80.5% und 78.5%. Für verschiedene Geschwindigkeiten des Rades war der erzielte Maximal-Effect dann:

1. Mit einem 10 mm weiten Mundstücke 82.5%.
2. Mit einem 7 mm weiten Mundstücke 75.6%.
3. Mit einem 11 mm weiten Mundstücke 82.6%.

(Der Erfinder beansprucht einen grösseren Effect, was auch wohl sein mag, da das Experimentir-Rad nicht genau nach seinem Modell gemacht war.) Ohne Zweifel hätte man den Durchmesser des Mundstückes auf 12.6 mm vergrössern können, ohne den Effect merklich zu reduciren.

Eine andere Reihe von Versuchen wurde mit einem 10 mm weiten Mundstück und mit verschiedenen Druckhöhen (15 m bis 2.5 m) gemacht. Sie zeigen eine allmähige Abnahme des nützlichen Effects mit der Abnahme der Druckhöhe. (Fig. 25, Taf. XIV.)

Herr H. Smith erwähnt eine Reihe von vergleichenden Versuchen, die vor einigen Monaten in Grass-Valley unter Aufsicht gänzlich uninteressirter Personen gemacht wurden. Zur Kraftmessung diente eine Prony-Bremse, die Wassermenge wurde durch Ueberfall über ein Wehr gemessen. Der nützliche Effect des Pelton-Rades war 87.3% (Arbeit 107.4 Pferdekkräfte, Druckhöhe 117.6 m). Das Rad hatte einen Durchmesser von 1.83 m, das Mundstück war 49 mm weit, Rohrleitung 2110 m lang, 56 cm im Durchmesser, Druckhöhe 117 m. Das Verbrauchswasser wurde an einem 3 mm starken und 0.93 m langen Wehr ohne End-Contraction gemessen. Die

Tiefe, mit einer sogenannten „Boyden Gauge“ (einer Scala auf 0.01' eingetheilt) gemessen, war 0.4146' (0.126 m).

Iteley's Formel $Q = 3.31 l h^{\frac{3}{2}} + 0.007 l$ gab das Quantum von 2.709 Kubik-Fuss pro Secunde. — Die Zufluss-Geschwindigkeit war 0.6'. Das dieser Geschwindigkeit entsprechende Gefälle ist $h_a = \frac{v^2}{2g} = 0.0056$. Um sicher zu

gehen, wurde diese Höhe verdoppelt auf 0.0112. Iteley gibt für diesen Fall: $h_a = 1.5 \frac{v^2}{2g}$. Die totale Druckhöhe ist

dann: $0.4146 + 0.0112 = 0.4258'$. Dies in die obige Formel eingesetzt, gibt als Wasserquantum 2.819 Kubik-Fuss pro Secunde. Der Verlust durch Reibung in der Rohrleitung

($v = 50 \sqrt{\frac{d h f}{l}}$) würde gleich 1.8' sein, so dass die totale

Druckhöhe = $386.5' - 1.8' = 384.7'$ ist. (Die Bourdon Scala zeigte einen Druck von 165 bis 162 lbs., entsprechend einer Druckhöhe von 380'). — Die geleistete Arbeit wurde durch eine Prony-Bremse in Verbindung mit einer Waage gemessen. Das auf den Aufhängepunkt der Waage reducirte Gewicht der Bremsvorrichtung war 200 lbs. (91 kg). Das Frictionsrad hatte einen 12" breiten Kranz, wurde durch einen constanten Wasserzufluss abgekühlt und lief ohne grosse Unregelmässigkeit. Es wurden 13 Versuche gemacht, die alle ziemlich gleiche Resultate zeigten. Die ersten vier waren wie folgt:

	a	b	c	b . c
	Gewicht, durch die Waage angezeigt	Netto-Gewicht (a—200 lbs.)	Umdrehungen der Radachse per Minute	
1	665	465	254.5	118.342
2	665	465	255.0	118.575
3	660	460	256.0	117.760
4	660	460	256.5	117.990
Im Durchschnitt			255.5	118.167

Der Arm der Bremse war 4.775' (1.458 m) lang vom Mittelpunkt des Rades bis zum Auflagerpunkt des Wagebalkens; der Umfang des damit beschriebenen Kreises ist 30' (9.14 m). Die Arbeit betrug sonach $118.167 \times 30 = 3,545.000$ Minuten Fusspfunde. Mithin war der nützliche Effect 87.3 %. Der wirksamen Druckhöhe von 384.7' (117.35 m) entspricht eine Ausfluss-Geschwindigkeit von 157' pro Secunde oder 9420' (2875 m) pro Minute. Das Rad hatte 6' (1.825 m) im Durchmesser und sein Umfang war 18.85' (5.74 m); mit 225.5 Umdrehungen per Minute ergibt sich das Verhältniss der Schaufelgeschwindigkeit zur Ausfluss-Geschwindigkeit mit 51 % oder zu $0.51 (2 g h)^{\frac{1}{2}}$. Das Mundstück hatte einen Durchmesser von 1.89" (48 mm) und einen Querschnitt von 0.0195 Quadrat-Fuss (0.00182 m²); der Ausfluss-Coëfficient ergab sich aus dem Vergleiche mit der Wehrmessung mit 0.92. Die Tiefe wurde 2' (0.61 m) vom Wehr entfernt gemessen, zweifellos etwas zu geringe. Der Coëfficient 0.92 ist demnach wahrscheinlich etwas zu klein. Wie dem auch sei, diese Versuche zeigten eine effective Radleistung von 85 %, was mit Hesse & Browne's Versuchen übereinstimmt.

Die anderen in Vergleich gestellten Räder zeigten einen viel kleineren nützlichen Effect. Ein kleines Pelton-Rad, das mit sehr grosser Geschwindigkeit rotirte, zeigte, dass nur sehr wenig Wasser mitgeführt wurde, was die Richtigkeit

dieser Zellenform beweist. Wassersäul-Maschinen können möglicher Weise ebenso gute oder bessere Resultate geben, aber ihre grossen Kosten in Folge ihrer nothwendig soliden Construction sind ein Hinderniss ihrer allgemeinen Anwendung. (Die Wasserdruk-Pumpe im Combinations-Schacht am Comstock, Nevada, gibt einen nützlichen Effect von 90 %.)

In jenen Fällen, wo ein Rad zu Zeiten durch das Stauwasser überfluthet werden könnte, sind Turbinen natürlich vorzuziehen. Unter allen anderen Umständen erscheint jedoch das Hurdy-Gurdy-Rad, und davon insbesondere das Pelton-Rad, vortheilhafter.

Die Herren Hesse & Browne sagen am Ende ihrer Untersuchungen: „Wenn man die drei Hurdy-Gurdy-Räder vergleicht, mit denen experimentirt wurde, so ist es klar, dass die Pelton-Radzelle die geringste Menge Wasser und die einfach gekrümmte Zelle die grösste Quantität mitführt. Das mitgeführte Wasser ist die Quelle des grössten Verlustes, welche in den Formeln 1 und 2 nicht berücksichtigt wurde. Deshalb differirt die angenäherte grösste Geschwindigkeit, berechnet nach der Gleichung 1, von der durch reichliche Messungen gefundenen besten Geschwindigkeit bei dem Pelton-Rade am wenigsten und am meisten bei den Rädern mit einfach gekrümmten Schaufeln. Man kann ruhig behaupten, dass die Pelton-Schaukel völlig die halbe Geschwindigkeit des Wasserstrahles annehmen kann.“

Messung der Wassermengen. Es existirt bis heute noch keine officiële Normal-Maasseinheit für die Messung von Wassermengen. In den Bergwerksdistricten hat sich von alten Zeiten her noch immer der sogenannte „Miner's Inch“ oder Wasserzoll erhalten, ein der lombardischen „oncia“ und dem französischen „pouce d'eau“ ähnliches Maass. Ein solcher Wasserzoll ist die durch eine Oeffnung von 1 Quadrat-Zoll unter einem gewissen Druck abfliessende Wassermenge. In den verschiedenen Districten sind verschiedene Verhältnisse — die Druckhöhen variiren von 4 bis 6" — angenommen, so dass eine grosse Varietät von Wasserzollen existiren. Die folgenden Werthe geben die hauptsächlichst gebrauchten:

Experimente in Columbia Hill, 2900' (874 m) über dem Meere, ergaben, dass ein „Miner's Inch“ folgende Werthe hat:

0.026 Kubik-Fuss (0.000736 m ³)	pro Secunde
1.570 „ (0.044160 m ³)	„ Minute
94.200 „ (2.6496 m ³)	„ Stunde
2260.80 „ (63.5904 m ³)	„ 24 Stunden

Experiment in La Grange 216' (66 m) über dem Meere ergaben die folgenden Werthe (Aug. J. Bowie.)

0.02499 Kubik-Fuss (0.0007079 m ³)	pro Secunde
1.4991 „ (0.42474 m ³)	„ Minute
89.9640 „ (2.54844 m ³)	„ Stunde
2159.1460 „ (61.16256 m ³)	„ 24 Stunden.

Die Park Canal & Mining Company haben 1 Wasserzoll gleich

0.023167 Kubik-Fuss (0.0006563 m ³)	pro Secunde
1.3900 „ (0.03938 m ³)	„ Minute
83.4000 „ (2.3628 m ³)	„ Stunde
2001.6000 „ (56.7072 m ³)	„ 24 Stunden

Die Verluste durch Verdunstung und Versickerung in den offenen Canälen waren, so weit als beobachtet, die folgenden:

North Bloomfield Canal: Wasserentnahme vom Reservoir 75 Kubik-Fuss (2.12 m^3) pro Secunde, Wasser-Lieferung in einer Distanz von 40 miles (64.4 km) 67.5 Kubik-Fuss (1.93 m^3). Verlust 10%. Milton Canal: 60 Kubik-Fuss (1.7 m^3) pro Secunde vom Reservoir entnommen, lieferten früher in einer Distanz von 29.5 miles (40.4 km) 36.25 bis 40 Kubik-Fuss (1.02 bis 1.13 m^3) pro Secunde. Verlust 39.5 bis 33.25%. Jetzt jedoch liefern 62.5 Kubik-Fuss (1.77 m^3) entnommen vom Reservoir 50 Kubik-Fuss (1.41 m^3) in derselben Distanz. Verlust 20%.

Die nebenstehende Tab. VII. gibt die genauen Werthe für den trockensten Monat (August) in den 8 Jahren 1875 bis 1882

Tabelle VII.

J a h r	Messung in Milton	Messung in Bloody Run	Procent
	Kubik-Meter pro Secunde		
1875	31.15	24.65	79.4
1876	42.20	30.15	71.4
1877	47.90	31.60	65.9
1878	53.80	41.55	77.4
1879	58.5	36.30	62.0
1880	52.3	39.15	74.7
1881	47.2	34.20	72.3
1882	48.4	36.00	74.4

Der Eureka Lake Canal liefert in trockener Jahreszeit ungefähr 1.27 m^3 pro Secunde von 1.775 m^3 , die in einer Distanz von 33 miles (53 km) oberhalb eingelassen wurden. Verlust 28.4%.

Die Dampftramway Hietzing-Perchtoldsdorf.

Mitgetheilt von Eduard Rada, Ingenieur.

(Mit Zeichnungen auf Taf. XV—XVII.)

Nachdem in der Mehrzahl der europäischen Staaten das Hauptnetz für den Fern- und Weltverkehr so ziemlich als vollendet gelten kann, sind die Eisenbahnen in ein neues Stadium weiterer Entwicklung eingetreten, indem sie ihren hohen Standpunkt anscheinend verlassen, sich demokratisiren und, in gewisser Beziehung wenigstens, in jene Phase zurückschlagen, die ihren Ausgangspunkt bezeichnet. An die Stelle der strengen Sonderung von den übrigen Verkehrsarten tritt das Bestreben, so enge als möglich die Ortschaften zu berühren, womöglich selbst die Landstrassen zu benützen, um dann die unmittelbare Concurrenz mit dem Strassenfuhrwerke aufzunehmen. In dieser Gestalt tritt uns die Strassenbahn oder Dampftramway als das letzte Glied der vielgestaltigen Formenreihe der Localbahnen oder Bahnen minderer Bedeutung entgegen.

Dieser gewaltige Umschwung hat sich nicht ohne Schwierigkeiten vollzogen, so wie auch die Entwicklung der als Aufsaugungslinien des Verkehrs eine so grosse wirtschaftliche Bedeutung beanspruchenden Localbahnen hinter den anfänglich gehegten Erwartungen zurückgeblieben ist. Zunächst war es schwieriger, als es nachträglich scheinen mag, passende Formen für Anlage und Betrieb aufzufinden, mit besonderer Rücksicht auf die kleinlichen Verhältnisse, welche bei derartigen Bahnen in der Regel vorhanden sind, und die weitestgehende Sparsamkeit bedingen; weiters kommt hinzu, dass bei Aufstellung der gesetzlichen Bestimmungen für die Localbahnen den Bedürfnissen nach thunlichster Erleichterung in nicht genügendem Maasse Rechnung getragen wurde, und dass auch das Capital an derartigen Unternehmungen, welche selten sofort eine lucrative Rente abwerfen, verhältnissmässig nur geringen Antheil nimmt. Vielleicht hätten sich diese Umstände weniger stark geltend gemacht, wenn nicht die Localbahnen als Nachfolger der Hauptbahnen in eine falsche Stellung gerathen wären, dergestalt, dass alle betheiligten Factoren mehr oder weniger im Banne des grossen Vorbildes standen und anstatt von neuer Grundlage aus unabhängig vorzugehen, sich meisten-

theils mit kleinlichen Abänderungen des Bestehenden begnügten. Die Technik hat auch am Frühesten diese Fesseln abzuwerfen und eine richtige Auffassung der ganz veränderten Sachlage zu erreichen vermocht, während die Gesetzgebung in ihrer naturgemäss conservativen Art den einmal betretenen Weg nicht verlassen will.

Wenn die angedeuteten Verhältnisse schon das Gedeihen der Localbahnen im weiteren Sinne, worunter doch auch grössere, den Vollbahnen verwandtere Anlagen vorkommen, nachtheilig beeinflussen mussten, so sind sie geradezu ein Hemmschuh für die Entwicklung der niedrigsten Kategorie derselben, der Dampftramways. Man vermisst die Logik angesichts der Thatsache, dass eine solche sich von einer Pferdebahn blos durch den Ersatz der thierischen durch maschinelle Arbeit unterscheidende Bahn zu ihrem Zustandekommen derselben Allerhöchsten Concession und im Grossen und Ganzen derselben weitschweifigen Vorbereitung bedarf, wie eine sich vielleicht über ganze Kronländer erstreckende Vollbahn. Die Regierung selbst gesteht dieses Missverhältniss zu; sie bezeichnet zwar eine neue Concessionsnorm hinsichtlich der Dampfstrassenbahnen als wünschenswerth, findet aber, dass hiefür „in Oesterreich noch zu wenig Erfahrungen vorliegen, wohingegen die einfache Uebertragung der in dieser Hinsicht im Auslande, insbesondere in Oberitalien, gewonnenen Erfahrungen auf inländische Verhältnisse aus formellen und sachlichen Gründen nicht thunlich erscheint.“ *)

Während aber die Regierung auf Erfahrungen über Strassenbahnen wartet, warten die Interessenten auf ein Gesetz, womit die Anlage solcher Bahnen in einer ihrem Charakter entsprechenden Weise erleichtert wird. — Die einzige, speciell für Strassenbahnen geltende Bestimmung des neuen Localbahngesetz-Entwurfes, dahin gehend, dass den Gemeinden die Ingerenz bezüglich der Anlage und des Betriebes einer Bahn auf denselben gehörigen und von ihnen unterhaltenen Strassen gänzlich entzogen wird, ist eher geeignet,

*) S. Motive zur neuen Localbahngesetz-Vorlage vom 14. März 1835.

dem Strassenbahnwesen zu schaden, als zu nützen, da die Gemeindeverwaltungen, welche sich hiedurch, wie die zahlreichen Proteste beweisen, in ihrem Rechte benachtheiligt erachten, jeder solchen Anlage mit Widerstreben begegnen werden.

Die oberwähnten italienischen Dampftramways verdanken allerdings ihre grossartige Entwicklung ganz anderen gesetzlichen Normen. In Italien ist durch ein Decret ausdrücklich anerkannt, dass die Tramways nicht als Eisenbahnen im gewöhnlichen Sinne, sondern nur als Verbesserungen des Strassenwesens aufzufassen sind; die Concession ertheilt ohne Unterschied, ob für eine Pferde- oder Dampftramway, der jeweilige Eigenthümer der Strasse im Wege eines die Geleiselegung auf derselben betreffenden Vertrages, also der Staat für Staatsstrassen, die Provinz für Provinzialstrassen. Der Minister für Staatsstrassen, die Provinz für Provinzialstrassen. Der Minister für öffentliche Arbeiten ertheilt blos die Genehmigung zum Locomotivbetriebe. Vorschriften über Tracenrevision, Stations-Commission, politische Begehung, Auflage der Projecte in den Gemeinden etc., die der Concessionirung voranzugehen hätten, bestehen nicht. *)

Es hat sich zwar die italienische Regierung zu wiederholten Malen bemüht, eine mehr centralistische Organisation herbeizuführen, sie ist aber bisher immer an dem Widerstande der Provinzial-Vertretungen gescheitert.

Nach der letzten italienischen Eisenbahnstatistik, **) in welcher den Dampftramways ein besonderer Abschnitt gewidmet ist, hatten die am 30. Juni 1882 im Betriebe befindlichen Dampftramways eine Ausdehnung von 1283 km; bis zum 30. Juni 1883 wurden weiters in Betrieb

genommen	215 „
so dass am 30. Juni 1883 im Betrieb standen . . .	1498 km
im Bau begriffen waren zur selben Zeit . . .	353 „

Die italienischen Dampftramways haben sich in kurzer Zeit zu einem bedeutenden Factor des Verkehrs entwickelt und wenn auch manche Grundbedingung dieser Entwicklung in dem speciellen Charakter des Landes und seiner Bewohner zu suchen sein werden, so ist doch nicht zu zweifeln, dass dieses neuartige Verkehrsmittel auch bald in anderen Staaten Wurzel fassen und Einfluss gewinnen wird. In diesem Zusammenhange schienen uns die vorstehenden Bemerkungen am Platze, bevor wir in den Gegenstand der Besprechung — die erste Dampftramway in Oesterreich — eingehen.

Von den vielen Projecten, welche sich mit der Vervollkommnung des Localverkehrs in und um die Residenzstadt Wien beschäftigen, ist als erstes die Linie Hietzing-Perchtoldsdorf, wenn auch nicht in dem ganzen Umfange des ursprünglichen Entwurfes, so doch zum grössten Theile verwirklicht worden. Sie wurde von der unter der Firma Kraus & Co. constituirten Commandit-Gesellschaft als normalspurige Dampftramway erbaut, da eine Bahn anderer Gattung ein zu grosses Anlagecapital erfordert, und auch die angestrebte thunlichst enge Berührung der Ortschaften in dem gleichen Maasse nicht ermöglicht hätte. In der Con-

cessions-Urkunde, datirt vom 14. August 1882, wird die Linie, entsprechend dem gegenwärtigen Stande der österreichischen Eisenbahn-Gesetzgebung, als Localbahn im allgemeinen Sinne aufgefasst und hinsichtlich aller Erfordernisse diesen gleich gehalten; innerhalb dieser gegebenen gesetzlichen Grenzen jedoch, ist dem Unternehmen, sowohl seitens der Regierung, als auch aller einflussnehmenden Behörden, die thunlichste Erleichterung und Förderung zu Theil geworden.

Eine Beitragsleistung der Gemeinden zum Baue der Bahn wurde nicht beansprucht und da die von der Dampftramway benützte Strasse bis auf kurze Stücke nicht Eigenthum der betreffenden Gemeinden, sondern des Landes ist, so ist auch deren Betheiligung in Form des Zugeständnisses der freien Strassenbenützung eine ganz unerhebliche. Mit dem vom Civil-Ingenieur Herrn J. Stern durchgeführten Bau wurde im Frühjahr 1883 begonnen, Ende October desselben Jahres fand die Betriebseröffnung statt.

Die Linie beginnt unmittelbar an der Hietzinger Kettenbrücke, zieht eine kurze, die Geleiseanlage der Anfangsstation enthaltende Strecke längs dem rechtseitigen Wienufer entlang und lenkt dann mit einem scharfen Radius ($R = 30 m$) in die Badgasse in Hietzing ein. Nach Uebersetzung der St. Veiter- und der Auhofstrasse gelangt sie auf die durch die Ortschaften Hietzing, Lainz und Speising und später längs der Mauer des k. k. Thiergartens führende Bezirksstrasse, welche sie als Strassenbahn durchzieht und erst am Eintritt in die Ortschaft Mauer verlässt. In Speising wird bei $km\ 2\frac{6}{7}$ die Verbindungsbahn im Niveau gekreuzt. Nach Traversirung des Hauptplatzes in Mauer vor der dortigen Pfarrkirche, durchfährt die Bahn die Kirchengasse daselbst und geht am Ausgange derselben in das offene Terrain über, welches bis nach Rodaun beibehalten wird. In letzterer Strecke kommen erhebliche Terrainschwierigkeiten vor, welche die Baukosten der Bahn wesentlich beeinflussten und deren specifischen Charakter als Dampftramway nicht erkennen lassen. Wegen des steilen Abfalles zum Liesingbache musste trotz Anwendung des maximalen Gefälles von $30\cdot3\frac{3}{100}$ ein ca. 400 m langer und im Maximum 9 m tiefer Einschnitt in dem Höhenrücken hergestellt und das Liesingthal in beträchtlicher Höhe übersetzt werden. In Rodaun wird die Gemeindestrasse auf ein ca. 500 m langes Stück benützt, worauf die Bahn abermals das freie Terrain betritt und dasselbe bis Perchtoldsdorf unter günstigen Verhältnissen beibehält. In dieser Strecke wird bei $km\ 8\cdot4$ der neue Südbahnflügel Liesing-Kaltenleutgeben unter dem sehr spitzen Winkel von $70^\circ 30'$ im Niveau gekreuzt und weiterhin bei $km\ 9\cdot1$ der Aquädukt der Wiener Hochquellenleitung übersetzt. Nach Durchschneidung des Marktes Perchtoldsdorf, welcher mit drei Haltestellen bedacht ist, endet die Linie an der Gemeindegrenze dieses Ortes und jener von Brunn am Gebirge; ihre ganze Länge beträgt 10·38 km.

In der vorliegenden Gestalt bildet die Dampftramway, wie bereits erwähnt, blos eine Theilstrecke des ursprünglichen Projectes, in welchem der Ausgangspunkt bedeutend näher an die Stadt gerückt war. Der Verwirklichung dieses Planes ist namentlich die schwebende Stadtbahn-Angelegenheit im Wege gestanden. Bereits in der ersten Vorlage der

*) S. Bericht über die Concessionirung, den Bau und Betrieb der Dampftramways in Italien. Im Auftrage des k. k. Handelsministeriums erstattet von den Inspectoren Fr. Schulz, J. Glück und Dr. M. Frh. v. Buschmann. Wien 1881.

**) S. Archiv für das Eisenbahnwesen. Berlin 1884. I. Heft.

Gesellschaft Kraus & Co. war der Beginn der Trace beim Linienwalle hinter dem Schlachthause angenommen und sollte letztere das linke Wienufer verfolgen, die Schönbrunnerbrücke unterfahren und nach Uebersetzung der Wien in die Hietzinger Hauptstrasse einmünden. Nachdem eine nahezu identische Linie zwischen der Gemeindegrenze von Wien und Hietzing auch in dem Projecte der „Wiener Gürtelbahn“ enthalten war, legte die Dampftramway-Unternehmung ein neues Project für diese Anschlussstrecke zur Concessionirung vor, in welchem der Ausgangspunkt der Bahn auf das rechte Wienufer, in die Nähe der Schlachthausbrücke verlegt erscheint. Die Trace durchzieht die Jacobsgrasse im Vororte Gaudenzdorf und gelangt dann, wieder dem Flussufer nachgehend, nach Hietzing wobei die Brücken über die Wien, mit Ausnahme des Storchenteges, unterfahren werden und speciell an der Schönbrunnerbrücke eine gedeckte Galerie in hinreichender Länge hergestellt werden sollte, um die Bahn in der Nähe des Lustschlosses zu verdecken.

In der Concession für die Dampftramway wird auch der Gesellschaft Kraus & Co. auf die Dauer von zwei Jahren, vom Tage der Ausstellung gerechnet, die Berechtigung zum Baue dieser Fortsetzung von Hietzing bis zum Linienwalle in Gaudenzdorf unter der Bedingung eingeräumt, dass die Herstellung einer solchen Verbindung als Theilstrecke des projectirten Stadtbahnnetzes innerhalb eines Jahres — also bis August 1883 — nicht sichergestellt sein sollte. Diese Sicherstellung ist, wie bekannt, bis zum gedachten Zeitpunkt und auch darüber hinaus bis heute nicht erfolgt, vielmehr scheint das ganze Fogerty'sche Gürtelbahnproject aufgegeben zu sein. Unter solchen Umständen dürfte der durch das beiderseitige Interesse des Publicums und der Unternehmung gebotene Ausbau der Dampftramway bis zum Linienwalle wohl in nicht ferner Zeit zu gewärtigen sein.

Die grossentheils ungünstige Gestaltung des freien Terrains, sowie die Führung der von der Dampftramway benützten Strassen bedingten die Zulassung einer Steigung von nicht weniger als $33\frac{3}{100}$ (1:30) auf einer nicht unbedächtlichen Länge; die Lainzerstrasse, welche in der Strecke neben der Thiergartenmauer eine noch grössere Steigung besass, musste auf 360 m im Niveau regulirt werden. Im Uebrigen vertheilen sich die Steigungen in der Weise, dass 0—10 $\frac{0}{100}$ in 47 %, 10—20 $\frac{0}{100}$ in 27 %, 20—30 $\frac{0}{100}$ in 11 $\frac{0}{100}$ und 30—38 $\frac{0}{100}$ in 15 % der Gesamtlänge vorhanden sind. Auch von den Haltestellen liegen 5 in Steigungen von 10 bis zu 22 $\frac{0}{100}$.

Insoweit die Kosten nicht in Frage kommen, bilden die starken Steigungen für den Betrieb keine besonderen Erschwernisse, da sie in der Bergfahrt von der 13½ t schweren Maschine ohne Anstand überwunden werden und bei der Thalfahrt der mit der vorgeschriebenen Geschwindigkeit verkehrende Zug durch die sehr wirksamen Bremsen in kurzer Zeit zum Stehen gebracht werden kann.

Die Richtungsverhältnisse der Trace sind günstig, da die geraden Strecken 80 % der Totallänge ausmachen. Dieser Vortheil wird aber dadurch aufgewogen, dass mit den Krümmungsradien bis auf 25 m herabgegangen wurde, ein Maass, welches bei Normalspur und Locomotivbetrieb unseres Wissens nur ausnahmsweise bei den italienischen Dampftramways

angewendet worden ist und jedenfalls die Grenze des Zulässigen bezeichnet. Curven von 25 m Radius sind allerdings nur zwei mit zusammen 29 m Länge, Curven von 30 m Radius aber schon sechs mit zusammen 147 m Länge vorhanden; 270 m Länge entfallen auf Bögen von 40—50 m Radius.

Besonders im Hinblick auf die Richtungsverhältnisse ist die Frage berechtigt, ob eine schmalspurige Anlage der Bahn nicht vorzuziehen gewesen wäre. Für die letztere würde neben der leichteren Ueberwindung scharfer Bögen, mithin einer grösseren Freiheit im Alignement, auch eine nicht unerhebliche Verminderung der Grunderwerbs- und Baukosten, sowie ferner die Erleichterung des allgemeinen Verkehrs in den Strassenengen der stark von Equipagen befahrenen Lainzerstrasse sprechen.

Diesen der Schmalspur günstigen Umständen steht jedoch als maassgebend gegenüber die Rücksichtnahme auf den eventuellen Anschluss der Dampftramway, sei es nun an die zur Zeit ihrer Projectirung und Ausführung noch stark in Sicht gestandene Wiener Stadtbahn, sei es an irgend einen anderen Schienenstrang des gerade im Süden unserer Hauptstadt gut entwickelten Bahnnetzes und es kann nicht verkannt werden, dass bei einer seinerzeitigen Einbeziehung der Dampftramway in dieses Netz die schmalspurige Anlage derselben ein kaum zu überwindendes Hinderniss bilden würde. Ebenso wenig ist zu übersehen, dass der sich mitunter auf wenige Stunden sammelnde, bedeutende Verkehr, wie er beispielsweise an Sommer-Sonntagen stattfindet, die unstreitig grössere Leistungsfähigkeit einer normalspurigen Bahn unbedingt erfordert.

Strassenbenützungrecht.

Die Dampftramway ist zu 6.32 km oder 60 % ihrer Gesamtlänge Strassenbahn und bewegt sich als solche, bis auf einzelne zusammen 1.8 km lange freie Strecken, innerhalb geschlossener Ortschaften; die restlichen 40 % entfallen auf offene Feldbahn.

Betreffs der Benützung der Bezirksstrasse zwischen Hietzing und Mauer wurde zwischen dem niederösterreichischen Landesausschusse einerseits und der Gesellschaft Kraus & Co. andererseits ein Vertrag, ddo. 15. December 1882, abgeschlossen, in welchem die Bedingungen, unter denen die Benützung stattfinden darf, festgesetzt sind. Im Sinne dieses Vertrages, aus dem hier die wesentlichsten Bestimmungen auszugsweise folgen, hat der Bahn-Concessionär keinen Anspruch auf Entschädigung, wenn die Strasse in Folge Regulirung von Baulinien oder aus einem anderen Grunde verlegt, oder auch wenn Reconstructionen, Ausbesserungen, Pflasterungen etc., an der Strasse vorgenommen werden, falls die hiedurch veranlasste Unterbrechung des Betriebes nicht länger als 20 Tage dauert. Den technischen Landesorganen steht die Leitung und Beaufsichtigung aller in Betreff der Bahnanlage auf der Strasse vorzunehmenden Projectausführungen zu, sowie sie auch im Vereine mit den Strassenverwaltungen die Ueberwachung des Zustandes der Strasse und ihrer Objecte innerhalb der Geleiszone während des Bahnbetriebes zu pflegen haben; der Concessionär hat die aus Anlass dieser Amtshandlungen den Landes-

organen zukommenden Reisevergütungen aus Eigenem zu bestreiten. Behufs der fortwährenden Anerkennung des jetzigen, den bezüglichlichen Strassenfonds verbleibenden Eigenthumes der zur Geleisanlage benützten Strassentheile, entrichtet der Concessionär, schon vom Baubeginne angefangen, einen jährlichen Recognitionszins von 2 fl. für jedes Kilometer benützter Strassenlänge; ausserdem hatte derselbe eine Caution im Betrage von 2500 fl. zu erlegen, welche als Sicherstellung für die genaue Einhaltung aller eingegangenen Verbindlichkeiten dient, und auf die ganze Dauer der verliehenen Concession erliegen bleibt.

Der Concessionär hatte die aus Anlass des Bahnbaues nothwendigen Reconstructionen an der Strasse und an deren Objecten in ihrer ganzen Ausdehnung, somit auch an den ausserhalb der Geleisezone liegenden Theilen, projectgemäss auf seine eigenen Kosten auszuführen. Durch die Anlage und den Betrieb der Bahn darf die stete Offenhaltung, Sicherheit und Bequemlichkeit des allgemeinen Strassenverkehrs keine Einbusse erleiden, der Bestand der Strasse und ihrer Objecte nicht gefährdet, und die gute Erhaltung Beider nicht beeinträchtigt werden.

Des Weiteren bestimmt der erwähnte Vertrag, dass in den normalen Strassenstrecken für die Anlage des einfachen Bahngleises eine Strassenbreite von 7.50 m, zwischen den beiderseitigen Strassengraben gemessen, zu schaffen sei. Der Concessionär war daher verpflichtet, durch Grunderwerb, Verlegung der Strassengraben oder Einwölbung derselben und durch sachgemässe Herstellung und Niveaulegung des nothwendigen Breitezuwachses, jene Strecken, welche als zu schmal befunden wurden, auf die vorgeschriebene Breite zu bringen.

Die Brücken, Canäle und Durchlässe waren hiebei nach Erforderniss zu verlängern, allfällige Stützmauern, Geländer, Barrieren zu versetzen, eventuell im Falle des Erfordernisses neu herzustellen, oder, wenn sie entbehrlich und für die Bahnanlage hinderlich erschienen, gegen Entschädigung an den Strassenfond ganz zu beseitigen. Da in jenen Strecken, wo die Geleise im Niveau der Strassenfahrbahn angebracht wurden, dem Strassenfuhrwerke und den Passanten die ungehinderte Befahrung und Betretung des Geleises gewahrt bleiben musste, durfte keinerlei Absperrung oder auch nur stellenweise Erschwerung der Zugänglichkeit der Geleise durch Pflöcke, Wechselvorrichtungen, Laternen, Ankündigungstafeln u. dgl. stattfinden.

Die speciellen Bestimmungen bezüglich des freibleibenden Strassenraumes, der Geleiseanlage und der Construction des Oberbaues, werden später im Zusammenhange mit der Beschreibung der betreffenden Anordnungen erwähnt werden.

Hinsichtlich der Strassenerhaltung sind folgende Punkte hervorzuheben: Der Concessionär hat bei Anlage der Geleise am Strassenbanquett dieses sammt allen darin befindlichen Objecten und nebst dem daneben laufenden Strassengraben auf seine eigenen Kosten stets in gutem Stande zu erhalten. Befindet sich aber die Geleiseanlage auf der Strasse selbst, so ist er verpflichtet, in den Strecken mit einfachem Geleise einen 2.30 m breiten, in den Strecken mit Doppelgeleise einen 4.80 m breiten, bei drei Geleisen aber einen 7.30 m

breiten Strassenstreifen nach der ganzen Länge der Bahn sammt den dazu gehörigen Objectstheilen und dem daneben laufenden Strassengraben, auf eigene Kosten in gutem Stande zu erhalten und zu reinigen, und zwar genau so und mit denselben Materialien, wie die Strassenverwaltungen die übrige Strassenbreite erhalten. Rücksichtlich der übrig bleibenden Strassenbreite kann der Landesausschuss, falls sich die Erhaltungskosten derselben nach seinem Ermessen in Folge der Bahnanlage und des Betriebes erhöhen, einen theilweisen aber keinesfalls den zehnten Theil der jährlichen Gesamtausgabe übersteigenden Ersatz verlangen. Desgleichen ist der Concessionär zur Leistung eines nach Maassgabe der eingetretenen Schneeverwehung und nothwendigen Ausschauelung zu bestimmenden Beitrages für die ausserhalb der Geleisezone liegende Strassenbreite in jenen Fällen gehalten, wo in Folge der Bahnanlage die Schneeablagerung in verstärktem Maasse auftritt; die Geleisezone hat er dagegen auf seine alleinigen Kosten vom Schnee zu säubern.

Ausser diesen allgemeinen Stipulationen enthält der Vertrag noch eine Reihe Detailbestimmungen, welche sich auf die Ausführung von Pflasterungen, Umgestaltung der Strassengraben, Erbreiterungen der Strassen, sowie Regulirung derselben etc., an bestimmten Punkten beziehen.

Seitens der Gemeindeverwaltung von Rodaun wurden betreffs der Benützung der dortigen Gemeindestrasse nahezu gleichlautende Bestimmungen aufgestellt.

Construction der Strassenbahn.

Soweit die Bahn längs der Strasse verläuft, finden sich zwei verschiedene Anordnungen; entweder wurde das Geleise in gleiche Höhe mit der Strassenfahrbahn, oder etwas höher als dieselbe, auf einem besonderen Planum verlegt. Erstere Anordnung, die eigentliche Strassenbahn (siehe Fig. 3 und 4, Taf. XV), musste überall dort gewählt werden, wo die Strassenbreite, zwischen den inneren Graben- oder Trottoirkanten gemessen, geringer war als $7.50 + 2.40 = 9.90$ m, d. i. geringer als die für den gewöhnlichen Fuhrwerksverkehr unter allen Umständen offen zu haltende Strassenbreite, vermehrt um die Breite der Maschinen, bezw. Waggons. Entsprechend den vom niederösterreichischen Landesausschusse normirten Bestimmungen wurde das Geleise durchaus auf ein und denselben, der westlichen, Strassenseite geführt und zwar so, dass die Geleisachse nicht mehr als 1.20 m von dem inneren Rande des Strassengrabens absteht. Es verbleibt alsdann in den blos 7.50 m breiten Strassenpartien zwischen der Seitenwandfläche der Bahnfahrzeuge und der gegenüberliegenden Strassenkante ein 5.10 m breiter freier Streifen für die gleichzeitig verkehrenden Strassenfuhrwerke, für die Deponirung von Schotter u. dgl. Diese geringste Breite von 5.10 m, welche gestattet, dass sich zwei Wagen neben dem Zuge ausweichen können, musste in jedem Falle, auch bei Ausweiche- oder Haltestellen verfügbar bleiben. Ist das Geleise frei, so steht dem Fuhrwerksverkehre die gesammte Strassenbreite zur Disposition, da das Geleise in den Strassenkörper vollkommen versenkt und zum Zwecke des leichteren Ueberfahrens neben dem strassenseitigen Schienenstrange — bei Doppelgeleise auch neben den Schienen des inneren Geleises —

durchlaufend eine Beischiene angebracht werden sollte. *) Bei Strassenkreuzungen musste letztere neben beiden Schienensträngen hergestellt und die 2·30 m breite Geleiszone mit 18/18 cm starken Granitwürfeln ausgepflastert werden.

In zwei zusammen ca. 1200 m langen Strecken, wo eine genügende Strassenbreite vorhanden oder ohne erhebliche Kosten zu beschaffen war, wurde ein besonderes Oberbauplanum hergestellt (siehe Fig. 5, Taf. XV), welches den Vortheil bietet, dass der Bahnverkehr unabhängig und unbeirrt von dem sonstigen Strassenverkehr vor sich gehen kann, die Geleise-Erhaltung weniger Kosten verursacht und bequem durchzuführen ist und dass auch kleinere Unregelmässigkeiten in der Strassengradienten ausgeglichen werden können. Das erhöhte Planum schliesst unmittelbar an die Strassenfahrbahn an, überragt deren Niveau meistens um die Trottoirhöhe und kann von dem Strassenfuhrwerke nicht befahren werden; deshalb sind auch Beischiene nur an den Strassenkreuzungen angeordnet. Zwischen dem von je einer Reihe Granitwürfel eingefassten Bahnkörper und der angrenzenden Strasse musste eine Wasserrinne hergestellt und für die entsprechende Durchführung des Wassers gesorgt werden. In der Regel wurde zu letzterem Zwecke unter dem Bahnkörper ein mit Platten gedeckter, gemauerter Canal (siehe Fig. 6 und 7, Taf. XV) von 0·50×0·40 m Profil angelegt, welcher in Abständen von 40 zu 40 m mit Strassen- und Trottoir-Einfallsschächten versehen ist.

In der Lainzer Bezirksstrasse, welche auf die längste Strecke benützt wird, war wegen ihrer stark wechselnden Breite die Anlage der Bahn mit einigen, wenn auch nicht bedeutenden Schwierigkeiten verbunden. In einzelnen Strassentheilen musste die vorgeschriebene Fahrbahnbreite von 7·5 m theils durch Eindeckung der Strassengraben oder Verschmälerung der Trottoirs, theils durch Demolirung der vorspringenden Gebäude und Einfriedungen gewonnen werden. Auch die Badgasse in Hietzing, die Kirchengasse in Mauer und die Liesingerstrasse in Rodaun, welche in die Competenz der betreffenden Gemeinden gehören, haben ziemlich geringe, an einigen Stellen kaum 7 m messende Breiten, was jedoch mit Rücksicht auf ihre Kürze und den weniger lebhaften Fuhrwerkverkehr in denselben unbedenklich erscheint.

Er d a r b e i t e n.

Gleich am Beginne der Strecke war zur Anlage des Hietzinger Bahnhofes eine Anschüttung des unregelmässigen Terrains längs der Wien und damit im Zusammenhange eine Pflasterung des Ufers von der Kettenbrücke bis zur Badgasse erforderlich.

Eigentliche Strassencorrectionen in grösserem Umfange wurden an zwei ausserhalb der Ortschaften gelegenen Strecken der Lainzerstrasse ausgeführt, nämlich im Gemeindebezirke Hietzing, wo im Anschlusse an die in einer Länge von 320 m hergestellte Einwölbung des Lainzerbaches die

*) Diese vom niederösterreichischen Landesaussschusse geforderte Anordnung findet sich nicht consequent durchgeführt, da sich schon während der Legung des Oberbaues zeigte, dass die Befürchtung, es könnten durch das Uebersetzen freiliegender Schienen durch die Strassenfuhrwerke Unzukömmlichkeiten entstehen, nicht begründet sei.

Strasse regulirt, bezw. seitlich verlegt worden ist und im Gemeindebezirke Mauer längs der Einfriedung des k. k. Thiergartens, wo die bereits erwähnte Nieveauregulirung sammt Herstellung von Futtermauern und ausserdem eine 170 m lange Strassenverbreiterung behufs Anlage der dortigen Ausweiche stattgefunden hat.

Für die Herstellung des Bahnkörpers in den zusammen rund 3·9 km langen, den Charakter einer gewöhnlichen Feldbahn an sich tragenden Strecken der Dampftramway war die Planumsbreite unter dem Schienenfusse bei eingleisiger Anlage mit mindestens 3·50 m vorgeschrieben. Das Unterbauplanum ist bei den Dämmen und Einschnitten 4·0 m breit gehalten und sind die Böschungen bei ersteren je nach ihrer Höhe ein- bis anderthalb-, in den Einschnitten ein- bis eineinviertelfüssig angelegt. Die Bettungshöhe beträgt in der Regel 0·30 m.

Der weitaus grösste Theil der Erdarbeiten entfiel auf die schwierige Strecke zwischen Mauer und Rodaun, welche den 400 m langen, im Maximum 9 m tiefen Einschnitt und daran anschliessend einen 9·7 m hohen Damm enthält, womit das Liesingthal übersetzt wird. Ob die Wahl der Uebersetzungsstelle an einem weiter flussaufwärts gegen Kalksburg gelegenen Punkte ökonomischer gewesen wäre, erscheint mit Rücksicht auf die dadurch entstandene Verlängerung der Linie sehr fraglich.

Der Einschnitt, in einer auf sarmatischem Tegel auflagernden Schichte von Localschotter liegend, wurde gleich am Baubeginne in Angriff genommen und mit einer Art Röschenbetrieb hergestellt. Von dem Einschnittsmateriale im Ausmaasse von 24.000 m³ wurden bloss 3000 m³ in Form eines Schneedammes seitlich abgelegt, die übrige Masse zur Dammanschüttung verwendet, wozu ein Schüttgerüste aufgestellt war, welches, an den betreffenden Stellen mit Verstärkungen versehen, später zur Montirung der beiden den Damm unterbrechenden Brücken diente. Das Schuttmateriale wurde auf einem schmalspurigen Rollbahngeleise mittelst Seitenkippern transportirt, welche vollbeladen 0·75 m³ loses Materiale fassten und wovon durchschnittlich 10 im Betriebe standen. Ende Juli war die Erdarbeit vollendet, wobei zuerst 40, vom März ab durchschnittlich 80 Arbeiter beschäftigt waren, so dass eine mittlere Tagesleistung von rund 200 m³ erzielt wurde.

Die weiteren Erdarbeiten sind von geringerem Belang, da sich die Bahn von Rodaun ab ziemlich enge dem Terrain anschliesst; bloss die Uebersetzung der Hochquellenleitung erforderte einen 3 m hohen, beiderseits in Rampen liegenden Damm.


B r ü c k e n u n d D u r c h l ä s s e.

Im Ganzen kommen auf der Dampftramway Hietzing-Perchtoldsdorf vier grössere Objecte vor, von denen die über den vorerwähnten Einschnitt, im Zuge eines bestehenden Feldweges hergestellte, 3 m breite, hölzerne Uebersatzbrücke bloss angeführt werden soll. Eine nähere Betrachtung verdienen die eisernen Brücken, womit die Kalksburgstrasse und der Liesingbach übersetzt werden; erstere hat 14·10 m, letztere 31·73 m Lichtweite, beide sind gegen die Widerlager um den Winkel von 52° schiefgestellt.

Der Liesingbach musste an der Uebersetzungsstelle auf einer etwa 10 m langen Strecke, entsprechend der zukünftigen Regulierungslinie, auf die halbe Breite des stark versandeten und verwahrlosten Bettes verengt werden. Es waren hiezu nicht unbeträchtliche Anschüttungen, sowie die Herstellung von Ufersicherungen (Pflasterungen) erforderlich, und da das Perchtoldsdorfer Widerlager nahezu in die Mitte des früheren Wasserlaufes zu stehen kam, ergab sich für dasselbe die Nothwendigkeit einer Pfahlrost-Fundierung, während das jenseitige Widerlager auf Beton fundirt werden konnte. Die Widerlager beider Brücken sind aus Bruchsteinmauerwerk mit Eckquadern hergestellt und zur Ersparung an Mauerwerk kastenförmig gebildet (s. Fig. 8, 9 u. 10, Taf. XV), d. h. es wurden die Enden der Parallelflügel durch eine Quermauer verbunden und der Hohlraum mit Bruchsteinen ausgeschlichtet. Geschieht Letzteres sorgfältig genug, so dass die Ausschlichtung keinen oder nur einen geringen Druck auf die Umfassungsmauern ausübt, so stellt sich der auf diese Art gebildete Mauerwerksblock dem Erddrucke als ein Ganzes gegenüber, und es können Flügel und Widerlager erheblich schwächer gehalten werden, als bei der gewöhnlichen Anordnung. Soviel uns bekannt, rührt diese, auf eine Ersparniss an Mauerwerk abzielende Neuerung von dem Bauleiter Civil-Ingenieur Stern her.

Auch der Ueberbau beider Gitterbrücken (Fig. 15—18, Taf. XVI), Parallelträger mit einfachem Dreiecksystem und Fahrbahn oben, weicht von der gebräuchlichen Construction ab, u. zw. insoferne, als die Windstreben nicht horizontal, sondern in die Ebenen der Gitterstäbe gelegt worden sind, so dass sie gleichzeitig die Functionen des Querverbandes übernehmen. Bei der Brücke über den Liesingbach sind wohl auch zwischen den Verticalen, welche, von den unteren Knotenpunkten ausgehend, zur Zwischenstützung des unmittelbar belasteten Obergurtes angeordnet sind, Andreaskreuze enthalten.

Die Windstrebenwinkel sind mittelst Knotenbleche an die durchwegs aus vier Winkeleisen gebildeten Gitterstäbe befestigt. Eine ähnliche Anordnung wurde vom Constructionsbureau der Herren Schmid & Hallama u. A. auch bei einigen Brücken der Kremsthalbahn, der Localbahn Chodau-Neudeck etc. wegen der dadurch erzielten Materialersparniss angewendet.

Die Querschwellen lagern bei beiden Brücken in normalen Abständen unmittelbar auf den Obergurten, welche einen -förmigen Querschnitt haben, auf.

Die der statischen Berechnung, entsprechend der effectiven Belastung eines angenommenen Belastungszuges, zu Grunde gelegten Werthe, sowie die Constructionsgewichte mit Ausschluss der Lager, sind aus nachstehender Zusammenstellung zu entnehmen.

Brücke	Stützweite m	Gleichmässig vertheilte Last in Kilogramm pro Meter		Total- gewicht kg	Gewicht pro lfd. Meter kg
		Gurtung	Gitterwerk		
Liesingbach-Brücke	33.20	4400	4620	29.200	880
Strassenübersetzung	15.09	5080	5720	9.500	630

Das vierte grössere Object befindet sich vor Perchtoldsdorf, bei km 9.1, wo die Kreuzung mit der Wiener Hoch-

quellenleitung unter ziemlich eigenartigen Verhältnissen zu bewerkstelligen war. Der Aquäduct durchzieht dort eine Terrainmulde mit einem niedrigen Damme, welcher seinerseits an der gewählten Uebersetzungsstelle von einem Durchlasse zur Ableitung des Niederschlagswassers durchbrochen ist. Der Kreuzungswinkel zwischen Bahn- und Wasserleitungstrasse beträgt nicht ganz 34°. Seitens der Gemeindeverwaltung Wiens, als Eigenthümerin der Hochquellenleitung, wurde bedungen, dass die Uebersetzung des Aquäductes mittelst einer „freitragenden Brücke“ derart zu geschehen habe, dass der Verticalabstand zwischen der Unterkante der Eisenconstruction und dem Canalgewölbe mindestens 0.79 m und die Entfernung zwischen den Brücken und Canalwiderlagern mindestens 2 m beträgt. Bezüglich der Ausführung war insbesondere eine äusserst sorgfältige Pölung des neben dem Canale verbleibenden Erdkörpers, sowie die Fundirungstiefe bis zu den Fundamenten des erwähnten Durchlasses vorgeschrieben. Der örtlichen Situation und diesen Anforderungen Rechnung tragend, ergab sich ein sehr schiefes Object von 15 m Lichtweite und untenliegender Fahrbahn. Der Abstand der Construction-Unterkante von der übersetzten Dammkrone beträgt nur ca. 30 cm, so dass man hier eine sozusagen am Boden liegende Gitterbrücke vor sich hat.

Die eisernen Brücken wurden von der Brückenbau-Anstalt J. Gridl in Wien geliefert.

An kleineren Objecten wurden hergestellt: gemauerte Durchlässe von 0.5 m bis 2.0 m Weite und Cement-Röhrendurchlässe mit 0.25 m und 0.30 m Durchmesser.

Oberbau.

Die Strassenbahn ist die eigentliche Domäne des Langschwellen-Oberbaues, weil, abgesehen von den sonstigen Vorzügen dieses Systemes, bei keinem anderen die Oberbau-erhaltung mit gleich geringen Störungen für den Strassenverkehr durchführbar ist. Bei gepflasterten Chaussées kommt als weiterer Vorzug hinzu, dass die Pflasterung zwischen den Geleisen continuirlich fortlaufen und auch verhältnissmässig besser an letztere angeschlossen werden kann.

Während auf den Hauptbahnen, wo derlei Umstände nicht zu berücksichtigen sind, die Anwendung der Langschwelle sich nur langsam Bahn zu brechen vermag, ist sie bei den Tramways aller Gattungen bereits zur Regel geworden und wir sehen daselbst eine Reihe von Langschwellen-Constructionen in ausgedehnter und erfolgreicher Anwendung. Von den etwa 90 km Dampframways, welche zu Ende Juli 1882 in Deutschland im Betriebe waren, hatte blos die 3.6 km lange Strecke Karlsruhe-Durlach Querschwellen-Oberbau.*) Ebenso sind die Dampframways in den Niederlanden und Luxemburg, welche zur selben Zeit eine Ausdehnung von 298 km besaßen, zu nahezu zwei Drittel mit Langschwellen-Oberbau versehen. Bezüglich der oberitalienischen Strassenbahnen fehlen uns diesbezüglich genauere Angaben, so viel indess im Allgemeinen bekannt, scheint auch dort das Langschwellen-System zu überwiegen.

*) S. die werthvolle Zusammenstellung in „Ueber Strassenbahnen“ von E. O. Schubarth, „Secundärbahn-Zeitung“, Jahrgang 1883.

Für den Oberbau der Dampftramway Hietzing-Perchtoldsdorf waren ursprünglich Hartwich-Schienen von etwa 20 kg Gewicht pro laufenden Meter in Aussicht genommen; in der Folge entschloss man sich jedoch, zur Anwendung eines zweitheiligen Langschwellen-Oberbaues, wie derselbe in den Fig. 12 bis 14, Taf. XV dargestellt ist. Schiene und Schwelle sind aus Flussstahl, das Schwellenprofil zeigt die von Hilf zuerst angegebene Schenkelform, deren Vortheile jetzt immer mehr anerkannt werden. Die untere Breite der Schwelle beträgt 210 mm, die obere 115 mm, ihre Höhe 60 mm. Die Fahrschiene besitzt einen unsymmetrischen Kopf, so dass bei verticaler Schienenstellung die erforderliche Neigung der Lauffläche vorhanden ist und demnach die Schwellen in der Querrichtung horizontal verlegt werden können. Die Befestigung der Schiene auf der Schwelle erfolgt durch Hakennieten auf der äusseren und durch Schrauben mit Klemmplättchen auf der inneren Seite. Die obere Schwellenbreite genügt, um neben der Fahrschiene noch die winkelförmig gestaltete Beischiene anbringen zu können, dort, wo sie nach Obigem für erforderlich gehalten wurde. Sie wird einerseits, in Abständen von 920 mm, durch Hakenschrauben mit der Schwelle und ausserdem, in geringeren Entfernungen unter Vermittlung von kurzen, zwischen beiden Schienenstegen eingesetzten Futterstücken durch Schraubenbolzen mit der Fahrschiene verbunden. Nach den Verbiegungen zu urtheilen, welche am Rande der Beischiene durch das Ueberfahren der Fuhrwerke nach kurzem Bestande eingetreten sind, dürfte sich für dieselbe ein stärkeres Profil empfehlen, wenigstens bei ungepflasterten Strassen, wo ein stellenweises Hervorragen der Schiene über das Strassenplanum nicht vermieden werden kann.

Die Schienen besitzen fünferlei Längen, und zwar: 7.0 m, 6.90 m, 6.60 m, 6.0 m und 5.0 m; die zugehörigen Schwellen sind je um 20 mm kürzer, so dass ein eben so grosser Abstand zwischen den Schwellenenden verbleibt. Schienen- und Schwellenstösse sind durchwegs um 550 mm gegen einander versetzt; erstere werden in gewöhnlicher Weise durch schmiedeeiserne, 360 mm lange und mit vier Schraubenbolzen verbundene Laschen, letztere durch Blechlaschen von 400 mm Länge gedeckt, welche sich an die untere Schwellenfläche eng anlegen.

Steife Querverbindungen in Form von Querschwellen unter den Langschwellen kommen nicht vor. Wo das Geleise im Strassenplanum versenkt ist, bestehen die Querverbindungen aus 60.8 mm Flacheisen, welche mittelst Einschnitten in die Flanschen der Schwellen eingreifen, eine Construction, welche u. E. keine erhebliche Sicherheit gegen Aenderungen der Spurweite gewähren kann. Auf eigenem Bahnplanum sind die Schienen direct mittelst Spurbolzen verbunden. In den Geraden kommt auf eine Schienenlänge eine Flacheisen- oder Spurbolzenverbindung.

In der folgenden Tabelle sind die wichtigsten Zahlenwerthe, betreffend Fahrschiene und Schwelle, zusammengestellt.

Das Gesamtgewicht des Oberbaues ohne die Beischiene stellt sich pro laufenden Meter Geleise auf 66.2 kg.

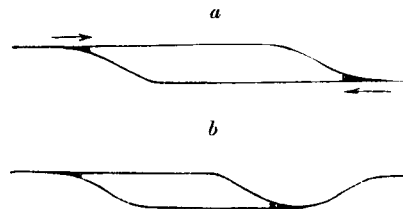
In den Curven wurde der äussere Schienenstrang erhöht (im Maximum um 40 mm) und ausserdem bei Radien

Bezeichnung	Fahrschiene	Schwelle
Höhe mm	100	60
Basisbreite "	68	210
Abstand der Schwerachse von unten "	49.8	43.3
Trägheitsmoment cm ⁴	261	45
Gewicht pro laufenden Meter kg	15.4	14

von 50 m und weniger neben der inneren Schiene eine Leitschiene angebracht; Spurerweiterungen und Uebergangscurven wurden aber selbst in den scharfen Krümmungen nicht angeordnet.

Zur Bettung und Entwässerung des Oberbaues wurden sowohl in den Strassenstrecken als auch auf den Dämmen und in den Einschnitten Schlitzte gezogen, dieselben im unteren Theile mit einer Packlage von Bruchsteinen versehen und die Langschwellen mit Schotter unterkrampft; Querschlitze führen das Wasser in die seitlichen Gräben ab.

Die Geleiseverbindungen sind in den Ausweichen theils mit fixen, theils mit versperrbaren Zungenweichen, in den Endstationen nur mit letzteren ausgeführt. Die Zulässigkeit der häufig und wie es scheint mit gutem Erfolge angewendeten Weichen mit festen Spitzen beruht darauf, dass die Fahrzeuge beim Fahren gegen die Spitze, in jenes Geleise eintreten, welches ohne Richtungsänderung die gerade Fortsetzung des Einfahrtsgeleises der Ausweiche bildet. Demgemäss muss die Geleisedisposition den nebenstehenden Schemen a und b entsprechen, dem zweiten dann, wenn



eine Verschiebung der Bahnen um den Geleiseabstand nicht zulässig ist. Soll eine Ueberholung auf einer derartigen Ausweichstelle stattfinden, so muss der zuerst ankommende Zug

beide Wechsel überfahren und dann in das Nachbargeleise zurückschieben, wodurch die Bahn für den nachkommenden, überholenden Zug frei wird.

In den Weichen liegen Querschwellen von dem Profile der Langschwellen. Das Kreuzungsverhältniss beträgt überall 1:5 (11° 18' 36"), der Radius der äusseren Weichenschiene 50 m, die Entfernung der Geleisachsen 3.20 m.

Die Detailconstruction betreffend, sei in Kürze Folgendes bemerkt: Die Spitzen der fixen Weichen sind ungleich, nämlich einerseits 1290, andererseits 1320 mm lang und aus Stahl in rechteckigem, mit der Schiene gleich hohen Profile hergestellt. Die Festhaltung der Spitzen an den Stockschiene erfolgt durch Schraubenbolzen unter Vermittlung gusseiserner Futterstücke, welche die Spurrille freihalten. Andererseits sind zwischen der Spitze und der den inneren Schienenstrang begleitenden Beischiene stählerne Zwischenstücke eingelegt und verschraubt, auf welche der Spurkranz bei Uebersetzung der Lücke aufläuft. Mehrere Weichen der Strassenbahn sind mit einer beweglichen, sperrbaren Zunge eingerichtet. Die Bahnhofswweichen haben zumeist eine bewegliche, anschlagende Zunge von 2.0 m Länge und eine halb so lange fixirte Spitze; in der Länge

des Wechsels sind Beischienen als Leitschienen angebracht. Während bei den Bahnhofswweichen Schienen-Herzstücke mit Gussstahlspitze und Auflaufschmel angeordnet sind, liegen in den Strassenwweichen, wo eine thunlichst einfache und schwere Construction vorzuziehen ist, Hartguss-Herze von 2178 mm Länge, mit drei Querschwellen als Unterlage.

Die Weichenlänge zwischen Spitze und Kreuzungspunkt beträgt rund 12 m. Im Ganzen kommen 26 einfache Weichen vor, worunter 9 fixe, 5 Weichen mit einer versperbaren Zunge und 12 Bahnhofswweichen.

Das gesammte Oberbaumaterialie, mit Ausnahme der Herzstücke, welche Ternitz lieferte, wurde von dem Bochumer Verein für Bergbau und Gussstahlfabrikation bezogen, da die inländischen Firmen, auf welche nach den Bestimmungen der Concession in erster Linie Rücksicht zu nehmen war, ein höheres Angebot als die deutsche Gewerkschaft gestellt hatten.

Stationen.

Ganz besonders scharf kommt der Charakter der Bahnen untergeordneter Bedeutung überhaupt, und insbesondere der Dampftramways, in der Einfachheit der Stationsanlagen zum Ausdrucke, worunter wir im Allgemeinen die für den Wechsel im Personen- und Güterverkehr bestimmten Einrichtungen verstehen. Von den ausgedehnten, mit einem mehr oder weniger complicirten Apparate versehenen Anlagen der Vollbahnen ist, wenn etwa von dem Rangirbahnhofe abgesehen wird, so viel wie nichts übrig geblieben. Dass die Züge der Dampftramway an bestimmten Punkten anhalten, ist die Hauptsache, schon die genaue Zeitangabe, wann sie eintreffen, tritt mehr zurück; wo unbedingt erforderlich, wird ein Raum zur Unterkunft für das wartende Publicum, oder für die Lagerung der Güter geschaffen und auch diese Vorsorge kann für jene Strecken, in denen die Tramway Ortschaften passirt, in der Regel entfallen. Die Fahrgäste finden hier leicht Warteräume, in denen sie sich behaglicher fühlen, als in den Wartesälen unserer Hauptbahnen, die ohnedies und selbst bei luxuriöser Ausstattung nie ein Lieblingsaufenthalt unseres Publicums geworden sind.

Auf der Dampftramway Hietzing - Perchtoldsdorf sind einschliesslich der Anfangs- und Endstation 16 Stationen bezw. Haltestellen angeordnet, so dass die durchschnittliche Entfernung derselben 700 m beträgt; mehrfachen Wünschen einzelner Gemeinden nach Anlage weiterer Haltestellen konnte zunächst, insolange nicht thatsächliche Bedürfnisse sich geltend machen, aus Betriebsrücksichten nicht Rechnung getragen werden. Zwischen Hietzing und Mauer, das ist auf der Strassenbahnstrecke, sind die Haltestellen durch an hölzernen Pfosten angebrachte Aufschriftstafeln markirt. Die mit den Stationen zusammenfallenden Ausweichstellen zum Kreuzen der Züge sind 80—136 m lang.

Stationshäuser wurden errichtet in Hietzing (Kettenbrücke), Mauer, Kalsburg, Rodaun, Perchtoldsdorf, in neuerer Zeit auch in Lainz. Mit Ausnahme zweier bloss aus Holz hergestellter Häuschen, sind dieselben in massivem Mauerwerke erbaut (s. Fig. 21—23 u. 28—30, Taf. XVII) und enthalten zum mindesten ein Expedit, in dem der Stationsaufseher

amtirt, ein Wartezimmer und daran anschliessend eine gedeckte Veranda, welche dem Perron der Aufnahmsgebäude unserer Vollbahnen entspricht. An einem auf die Veranda hinaus gehenden Fenster des Expedites findet die Ausgabe der Karten statt, sofern dieselben nicht während der Fahrt vom Conducteur gelöst werden. Einige Stationshäuser enthalten noch einen Dépôt- oder Reserveraum und die Stationshäuser Perchtoldsdorf „Wienergasse“ und „Brunner-gasse“, die grössten von allen, die Wohnung für den Stationsaufseher. Abseits stehende, kleine, gemauerte Aborte vervollständigen die Anlage.

Die im unteren Theile mit Putz, im Giebel mit Bretterverschalung verkleideten Aussenseiten der Häuser sind 1 Ziegel, die Scheidemauern $\frac{1}{2}$ Ziegel stark; die Dächer sind mit Schiefer gedeckt, die Fussböden der inneren Räume aus Holz, jene der Veranden aus gemusterten Thonfliesen hergestellt. Die überbaute Fläche schwankt in den einzelnen Fällen zwischen 50 und 100 m². Im Allgemeinen stimmt der Gesamteindruck der Stationshäuser, welche durch die gefällige Holzarchitektur der offenen Vorräume gehoben wird, mit dem Hauptzwecke der Bahn, eine Verbindung mit den Sommer-Villegiaturen herzustellen, gut überein und mit Rücksicht auf diese Bestimmung ist die reichere und solidere Ausstattung derselben, als eine Concession an die weitergehenden städtischen Ansprüche, wohl gerechtfertigt.

Die Anfangsstation in Hietzing hat, durch die geringe Breite des zur Verfügung stehenden, hart am Wienflussufer belegenen Grundes bedingt, bis zur seinerzeitigen Fortsetzung der Bahn, die Gestalt einer Kopfstation erhalten. Es liegt daselbst ein langes, durch End- und Zwischenwweichen verbundenes Doppelgeleise, von dem eine Abzweigung in die am anderen Bahnhofsende errichtete Locomotivremise führt. Letztere, ein Riegelwandbau von 15·0 m Länge und 5·2 m Breite (s. Fig. 24—27, Taf. XVII), enthält ein Geleise sammt Putzgrube für Aufstellung zweier Maschinen. Die Einfahrt ist durch ein Rollthor aus Wellblech verschliessbar. Ursprünglich war im rückwärtigen Theile der Remise ein bloss 2 m³ fassendes Reservoir für Kesselwasser, wie aus der Zeichnung ersichtlich, angebracht, welches seither durch einen grösseren, etwa 3 m hoch auf Traversen gelegten schmiedeisernen Behälter von 8·5 m³ Inhalt ersetzt worden ist. Die Füllung des Reservoirs erfolgt aus einem neben der Remise hergestellten gemauerten Brunnen mit einem Pulsometer. Letzterer empfängt den Betriebsdampf von einer Locomotive, welche zu diesem Behuf ein eigenes Dampfabgasrohr besitzt, das mit dem in den Brunnen hinabführenden Gelenkrohr in Verbindung gesetzt wird. Ein Steigrohr von grösserem Durchmesser führt vom Pulsometer zum Reservoir. Bei zunehmendem Verkehr reichte die dampfliefernde Maschine, wenn sie dem Streckendienste nicht entzogen werden sollte, zur Reservoirfüllung nicht mehr aus und wurde daher von dieser Verwendung abgesehen und in dem Raume unter dem Reservoir ein Locomobilkessel zur Dampflieferung aufgestellt.

Der eigentliche Rangirbahnhof ist an die Endstation Perchtoldsdorf verlegt und wurde erst im Sommer dieses Jahres, entsprechend der nothwendig gewordenen Ver-

mehrung der Betriebsmittel, vervollständigt und erweitert. In der erweiterten Gestalt enthält die Bahnhofanlage: 1 grösseres Stationshaus, 1 dreigleisige Locomotivremise mit 9 Maschinenständern, 1 Wagenschuppen für Wagen, 1 Reparaturwerkstätte (der früheren Locomotivremise) und ein kleines Kohlendepot. Wie aus der beigegebenen Situation (Fig. 11, Taf. XV) ersichtlich, stehen die Geleise der Remisen mit dem Rangirgeleise durch eine Schiebebühne in Verbindung; neben derselben auf einem Ausziehgeleise ist eine Drehscheibe angeordnet. — Das Speisewasser liefert in dieser Station eine Wasserleitung, von der aus das Reservoir direct gefüllt wird.

Betriebsmittel.

Die Dampftramway wird mit Strassenlocomotiven „System Krauss“ betrieben. Die Vorzüge dieses auf Grund einer reichen Erfahrung im Strassenbahnwesen ausgebildeten Systemes sind verschiedenen Orts gewürdigt worden; ebenso darf auch die Construction aus den diesbezüglich vorliegenden Beschreibungen grösstentheils als bekannt vorausgesetzt werden, so dass wir uns an dieser Stelle auf das Wesentlichste beschränken können.

Die Tenderlocomotive enthält in ihrem kastenartigen Unterbau den Raum für das Speisewasser und ist an drei Punkten, nämlich durch zwei Längsfedern über der Triebachse und durch eine Querfeder über der Kuppelachse gegen den Unterbau abgestützt. Ein Dampfdom fehlt, an dessen Stelle ist ein Sammelrohr angebracht, aus dem die Maschine vollkommen trockenen Dampf bezieht. Der Abgangsdampf wird nicht condensirt, sondern entweicht, den Luftzug im Schornstein vermehrend, ungehindert in's Freie, was sich im vorliegenden Falle als vollkommen zulässig erwiesen hat. Der Mechanismus und alle beweglichen Theile liegen unter dem Plateau des Führerstandes; sie sind durch einen nach allen Seiten hin gut schliessbaren Kasten, sowohl gegen den Strassenstaub und Schmutz geschützt, als auch für die Pferde unsichtbar gemacht, zum Zwecke der Reinigung, Oelung und Regulirung aber doch leicht zugänglich.

Die Bedienung der Locomotive erfolgt durch zwei Mann, den Maschinenführer und den Heizer. Der erstere hat seinen Standplatz auf der linken Seite, so ziemlich in der Mitte, wo ihm der Regulator-Umsteuerungs- und Bremshebel, sowie die Signalglocke bequem zur Hand sind und er auch freie Aussicht auf die Strecke und den vom Fuhrwerksverkehr benützten Strassentheil hat. Die Feuerthüre ist rückwärts und in deren Nähe der Coksraum angebracht.

Die 60pferdigen Locomotiven, welche während des ersten Halbjahres allein in Verwendung standen, sind zweiaxsig mit 1.6 m Radstand, 750 mm Raddurchmesser und 13.5 t Dienstgewicht. Neuestens sind auch 5 Stück 100pferdige Locomotiven mit drei Achsen, wovon die mittlere um ein geringes Maass verschiebbar ist, in Verwendung, so dass für den Betrieb 10 Locomotiven zu Gebote stehen. Die Maschinen der kleineren Art vermögen 4 besetzte Wagen, die 100pferdigen mit Leichtigkeit 5 Wagen zu ziehen; Züge aus mehr als 5 Wagen dürfen nach der Betriebsvorschrift nicht gebildet werden.

Aus der nachstehenden Tabelle sind die Principalverhältnisse der Locomotiven beiderlei Grösse zu ersehen:

Bezeichnung	60 Pferdekräfte	100 Pferdekräfte
Cylinderdurchmesser <i>d</i>	225 mm	270 mm
Kolbenhub <i>h</i>	350 „	300 „
Raddurchmesser <i>D</i>	750 „	750 „
Radstand	1600 „	1600 „
Dampfdruck <i>p</i>	15 Atm.	15 Atm.
Heizfläche	23.59 m ²	39.39 m ²
Rostfläche	0.43 „	0.53 „
Wasserraum	1850 l	1700 l
Kohlenraum	500 l	900 l
Zugkraft $\frac{0.5 p d^2 h}{D}$	1771.8 kg	2190 kg
Gewicht im dienstfähigen Zustande . .	13.500 „	18.000 „

Die Personenwagen haben zwei Achsen, der Radstand beträgt 2.00 m, der Raddurchmesser 750 mm und das Leergewicht 4000 kg. Aus der Fig. 19 auf Taf. XVI ist die Einrichtung dieser Fahrzeuge näher ersichtlich. Ihre Kuppelung ist eine centrale und erfolgt ohne Beigabe von Puffern durch 2—3 m lange, in der Mitte 60×20 mm starke Kuppelstangen, deren Enden in kreisförmige Oesen auslaufen, welche in Charnierbacken eingelegt und mit denselben durch verticale Bolzen verbunden sind. Starke Pufferfedern, welche hinter den Angriffspunkten der Kuppelung liegen, nehmen allfällige Stösse auf und übertragen sie zum Theile mittelst der unter dem Wagen durchlaufenden Verbindungsstangen. Trotz des verhältnissmässig schwachen Querschnittes der Kuppelstangen kommen Verbiegungen in denselben nur in besonderen Fällen, wie bei Entgleisungen vor, da eine stärkere Inanspruchnahme auf Knickung durch das Bremsen jedes einzelnen Wagens vermieden wird.

Der Fahrpark der Dampftramway besteht zur Zeit aus 5 Wagen I. Classe, 16 Wagen II. Classe und 16 Wagen mit getrennten Coupés für I. und II. Classe. Ausserdem sind noch vorhanden 2 gedeckte, 4 offene Lastwagen und 2 Schneepflüge. Sämmtliche Wagen wurden aus der Fabrik von J. Weitzner in Graz bezogen.

Betrieb.

Nach dem Wortlaute der Concessionsurkunde hat der Betrieb der Dampftramway gemäss den Bestimmungen der Eisenbahnbetriebs-Ordnung vom Jahre 1851 zu erfolgen und es kann blos von den dort vorgeschriebenen Sicherheitsvorkehrungen insoweit Umgang genommen werden, als dies mit Rücksicht auf die ermässigte Maximalgeschwindigkeit nach dem Ermessen des Handelsministeriums für zulässig erkannt wird. Dem entsprechend ist in mancher Beziehung eine stärkere Anlehnung an die Betriebsweise der Eisenbahnen schlechtweg wahrzunehmen, als dies bei dem ganz secundären Charakter der Dampftramway erforderlich erscheint.

Das Personale für den Betriebsdienst besteht aus:

- 1 Betriebs-Inspector als Verkehrs-Chef und Bahnerhaltungsvorstand,
- 1 Zugsrevisor,
- 6 Stationsaufsehern,
- Conducteuren nach Bedarf,
- 1 Obermaschinisten,

4—6 Locomotivführern und der erforderlichen Anzahl Heizern.

Für den Bahnerhaltungsdienst und theilweise auch zur Ausübung der Bahnpolizei sind 1 Bahnaufseher und 1 Partieführer mit dem erforderlichen Arbeitspersonale bestellt.

Den Stationsaufsehern obliegt die Handhabung des Betriebs- und Verkehrsdienstes in den Stationen, sie sind für die Instandhaltung der Einrichtungen daselbst verantwortlich; sie fertigen die Stundenpässe aus, ohne welche weder ein Zug noch eine einzelne Locomotive verkehren darf und verständigen den Zugs- und Maschinenführer über allfällig eingeleitete aussergewöhnliche Züge und die dadurch, oder in Folge anderer Umstände sich ergebenden Aenderungen der Fahrdispositionen. Bei Betriebsstörungen, Unfällen u. dgl. haben die Stationsaufseher die erforderlichen Maassnahmen zu treffen. Da seit Ende des vorigen Jahres die Stationen telegraphisch mit einander verbunden sind, werden Störungen im Betriebe auf telegraphischem Wege signalisirt.

Einer der den Zug begleitenden Conducteure fungirt als Zugsführer und führt als solcher den Stundenpass, sowie die Schlüssel zu den versperrbaren Weichen der Strassenbahn mit sich; er gibt das Signal zur Abfahrt aus einer Station oder Ausweiche.

Der Locomotivführer, dessen Vorgesetzte der Verkehrs-Chef und der mit dem Zugsförderungs- und Werkstättendienst betraute Obermaschinist sind, hat nicht allein den Streckendienst und die Untersuchung und betriebsfähige Erhaltung seiner Maschine zu besorgen, sondern er kann auch zur Vornahme kleinerer Reparaturen an den Fahrbetriebsmitteln und zu anderweitigen Arbeiten verwendet werden. Während der Fahrt auf der Strecke bedient der Heizer die Maschine; beim Verschiebedienst auf der Station obliegt dies dem Locomotivführer allein, wogegen der Heizer die Kuppelung der Wagen vorzunehmen hat.

Dem Bahnaufseher obliegt die Instandhaltung der Strecke, er begeht die Bahn täglich wenigstens einmal und revidirt allmonatlich im Vereine mit dem Verkehrs-Chef die Wechsel und Geleiskreuzungen, ausserdem hat er Reparaturarbeiten auf der Bahn nach Weisung des Letzteren zu überwachen.

Die aus dem Transportdienste erwachsenden Obliegenheiten des Personales sollen weiter unten erwähnt werden.

Die Züge werden eingetheilt in a) gewöhnliche Züge, welche fahrordnungsmässig täglich; b) Erfordernisszüge, welche nach Maassgabe des Bedarfes, aber auch fahrplanmässig verkehren, und c) Extrafahrten, welche in dringenden Fällen ohne Fahrordnung und ohne Avisirung stattfinden können.

Die Locomotive hat sich an der Spitze des Zuges, am Ende desselben ein besetzter Bremswagen zu befinden. In einem Zuge dürfen nicht mehr als fünf Wagen mit 10 Achsen laufen. Besteht der Zug aus nicht mehr als 2 Wagen, begleitet denselben nur der Zugsführer, der sich auf dem Bremswagen zu postiren hat. Bei 3 oder 4 Wagen ist dem Zugsführer noch ein Conducteur, bei 5 Wagen überdies noch ein Bremser beizugeben.

Die durch die Concessions-Bedingnisse normirte Maximalgeschwindigkeit pro Stunde beträgt in Strecken, welche durch Ortschaften führen, 8 km, in Strecken, welche zwar ausserhalb der Ortschaften, aber im Strassenzuge liegen, 15 km und in Strecken mit eigenem Bahnkörper 25 km. Seither ist eine Vergrösserung der Geschwindigkeit, mit der die Strassenbahn befahren werden darf, auf 10 beziehungsweise 20 km zugestanden worden, ein Beweis, dass auch hier, wie überall, wo Locomotivbetrieb in den Strassen eingeführt wurde, die anfänglich gehegten Befürchtungen für die Sicherheit des allgemeinen Verkehrs durch die Erfahrung nicht bestätigt worden sind. Obgleich die Lainzerstrasse von Equipagen, Omnibussen und Lastwagen ziemlich stark befahren wird, sind ernstere Unfälle durch den Dampftrieb noch nicht veranlasst worden. Das Verhalten der Pferde beim Herannahen des Dampfwagens ist sehr verschieden und nicht immer abhängig von deren Qualität, es kommt vor, dass mit einigem Temperament begabte Ackergäule leichter stutzig werden, als Luxusperde; stets aber reicht eine besonnene Handhabung seitens der Kutscher zur Beruhigung der Thiere hin.

Vor den Wegübersetzungen und Bahnkreuzungen ist die Fahrgeschwindigkeit derart zu mässigen, dass der Zug auf eine Entfernung von 50 beziehungsweise 10 Meter zum Stillstande gebracht werden kann.

Die Signale beschränken sich für das Streckenpersonal auf die Begriffe „Halt“, „Langsam“, „Freie Fahrt“ und „Zug zerrissen“; dieselben werden mit Signalfahnen oder verschiedenfarbigem Lichte in derselben Weise, wie bei Hauptbahnen ertheilt. Der Locomotivführer gibt die Signale „Achtung“ (ein nach Bedarf längeres oder kürzeres Läuten mit der Locomotivglocke), „Bremsen fest“ (drei Einzelschläge) und „Bremsen los“ (kurzes Läuten, dem 2 Einzelschläge folgen). Das Zugsbegleitungs-Personal signalisirt „Abfahrt“, „Halt“ oder „Langsam“ mit dem Horne und ausserdem mit der Signalfahne oder Laterne.

Personenbeförderung. In der Anfangs- und Endstation, sowie in den Stationen Lainz, Mauer, Rodaun, Perchtoldsdorf, Wiener- und Brunnergasse, werden die Fahrkarten durch den Stationsaufseher ausgegeben, jedoch können dieselben auch bei dem Conducteur gegen Entrichtung der einfachen Fahrgebühr gelöst werden. In allen übrigen Haltestellen geschieht die Kartenausgabe ausschliesslich durch den Conducteur. Die Stationsfahrkarten unterscheiden sich von den Conducteur-Fahrkarten insbesondere dadurch, dass Erstere für die I. und II. Classe getrennt sind, während die Letzteren nur für die II. Classe gelten, so dass bei Benützung der ersten Wagenclasse noch eine Ergänzungskarte beigegeben wird. Auch werden die Stationskarten zum Zwecke der Revision mit einem feuchten Datumstempel des Ausgabetales versehen. — Ausserdem sind Tour- und Retourkarten, Kinderkarten und Abonnementskarten eingeführt und vertreten Letztere nach Abtrennung eines Coupons gleichzeitig die Fahrkarte.

Die Uebergabe der Fahrkartenblocks an die Conducteure und ebenso die Abfuhr des von denselben eingenommenen Betrages sammt den unverkauften Fahrkarten geschieht alltäglich in der Station Hietzing. Mit den Fahr-

karten erhält jeder Conducteur einen Controlvormerk, in welchem die höchsten und niedrigsten Nummern der Blocks eingetragen werden und nach welchem sich der Zugrevisor die Ueberzeugung von der ordnungsmässigen Fahrkartenausgabe verschafft.

Die eingegangenen Beträge werden in den einzelnen Stationen im Cassajournale verrechnet und sobald sie eine gewisse Höhe erreicht haben, abgeführt.

Im Sommer 1884 verkehrten an Wochentagen täglich 31, an Sonn- und Feiertagen 34 bis 36 Züge in jeder Richtung.

Die Güterbeförderung beschränkte sich bis vor Kurzem auf den Transport des von den Fahrgästen mitgebrachten Gepäcks. In die Personenwagen dürfen die Passagiere nur jenes Handgepäck mitnehmen, welches sich in den Gepäckkörben oder unter den Sitzen leicht unterbringen lässt. Alle übrigen Gepäckstücke sind in den Stationen bei den Aufsehern, in den Haltestellen bei dem Conducteur unter gleichzeitiger Entrichtung der Gebühr aufzugeben. Die Bediensteten erhalten zu diesem Behufe besondere Gepäckmarkenblocks, wovon jedes Blatt aus drei Abtheilungen besteht: Der eigentlichen Gepäckmarke, die dem Aufgeber ausgefolgt wird, dem Nummerzettel, welcher gummirt und auf das Gepäckstück aufzukleben ist und der im Blocke zurückbleibenden Juxte. Da der Gepäcktarif nicht nach dem Gewichte, sondern per Stück und Transportstrecke gestellt ist, erhält der Passagier ebenso viele

Gepäcksmarken als er Stücke aufgiebt. Güter von grösserem Volumen als $\frac{1}{4}m^3$ sind von der Beförderung als Reisegepäck ausgeschlossen.

Für die Ein- und Ausladung des aufgegebenen Reisegepäcks haben die Passagiere in der Regel selbst Sorge zu tragen. Die Abgabe erfolgt durch den Conducteur gegen Einziehung der Marke. Die Verrechnung der von den Conducteuren verkauften Gepäcksmarken geschieht in ähnlicher Weise, wie dies hinsichtlich der Fahrkarten vorgeschrieben ist, durch den Stationsbeamten in Hietzing.

Seit 15. Jänner d. J. sind Vorkehrungen getroffen, dass Güter von sämtlichen Bezirken Wiens, sowie auch von den westlichen Vororten nach allen Stationen der Dampftramway, oder auch umgekehrt, befördert werden können. Die in Wien zur Aufgabe gelangenden Güter werden von den Parteien abgeholt, nach Hietzing geführt und von hier mit der Dampftramway weiter befördert.

Betriebsergebnisse. Vom 27. October 1883 bis Ende December 1884 wurden 402.283 Stück Karten ausgegeben und 70.297 fl. 20 kr. eingenommen. Die durchschnittliche Tageseinnahme beträgt demnach 162 fl. 80 kr. und die Einnahme per Karte 17.47 kr. Die grösste Frequenz herrschte in der Zeit von Juni bis September, die geringste in den Monaten December und Jänner. Von den 402.283 Fahrkarten wurden 105.723 Stück von den Conducteuren, 296.560 Stück von den Stationsaufsehern ausgegeben.

Cisternen.

Studie über deren rationelle Anlage mit besonderer Rücksicht auf den Eisenbahnbau im Karstgebiete.

Von Johann R. v. Finetti, kais. Rath, Ober-Ingenieur.

(Mit Zeichnungen auf Taf. XVIII bis XX und Text-Taf. A und B.)

II. Theil. *)

Ermittlung des Beginnes eines Betriebsjahres.

Unter der Annahme eines stetigen und gleichmässigen Verbrauches ergibt sich aus der Fig. 6 auf Taf. XVIII, in welcher die Linie 0....12 etc. die Zuflüsse darstellt, der Einfluss, den die Wahl des Beginnes eines Consumjahres auf den Betrieb einer Cisternen-Anlage ausübt; dabei ist in Fig. 6 die angenommene jährliche Regenhöhe 711 mm und erfordert der beispielsweise Verbrauch in der Zeit t_0 bis t_{12} von $71.1 m^3$ (das sind gleich vertheilt $5.925 m^3$ pro Zeiteinheit) eine theoretische Auffangfläche von $100 m^2$. Dieses vorausgesetzt und die Zeiteinheit einem Monate gleichgestellt, folgt:

Beispiel 1: Das Consumjahr beginnt mit ersten Jänner. Aus dem Graphikon Fig. 6 ist ersichtlich, dass, sobald die leer gedachte Cisterne mit 1. Jänner in den stetigen, gleichmässigen Consumbetrieb treten würde, vom Februar bis zum October Wassermangel wäre.

Beispiel 2. Das Consumjahr beginnt mit ersten August. Die in Betracht stehende Cisternen-Anlage müsste hiernach, um den sämtlichen Niederschlag aufspeichern zu können, einen Fassungsraum von theoretisch mindestens $8.750 m^3$ (= dem Maximal-Vorrathe pro Ende Jänner) erhalten. Hiebei tritt dann jährlich eine $\left(\frac{71 \cdot 100}{8.750} = \right)$

achtmalige Erneuerung des Vorrathes ein, mit dem Rest-Vorrathe = 0.

Nehmen wir ferner an, der folgende Februar habe gleich Anfangs acht Regentage mit $3.2 m^3$ Niederschlag, so muss der Fassungsraum der Cisterne theoretisch

$$8.750 + 3.2 = 11.950 m^3$$

abzüglich des achttägigen Ver-

brauches, d. i. $\frac{8}{30} \times 5.925 = 1.580 m^3$

$10.370 m^3$ sein.

Der stetige, gleichmässige Consum ist aber bei dieser Cisternen-Anlage und Betriebs-Ordnung vollständig gesichert, was auch aus Fig. 6 mit dem Ausgangspunkte der Consumlinie auf „7, (t_0)“ hervorgeht.

Beispiel 3. Betrieb, unter der Voraussetzung, dass das Consumjahr mit ersten October beginnt. Wir sehen aus Fig. 6, wenn der Ausgangspunkt der Consumlinie auf „9“ verlegt wird, dass theoretisch im Monate Juli Wassernoth eintreten müsste, was natürlich nicht ausschliesst, dass die Niederschläge vor Juli aussergewöhnlich ergiebig sein können und deshalb genügen.

Aus diesen drei Beispielen aber geht hervor, dass:

1. es nicht einerlei ist, mit welchem Monate eine leere Cisterne dem Betriebe übergeben wird;
2. das Auslangen in den betrachteten drei Fällen am gesichertesten ist, wenn der Betrieb mit dem Monate August beginnt;

*) Der I. Theil des Aufsatzes findet sich in Jahrgang 1884, Heft II.

3. die Grösse des Cisternengefässes von der Wahl des Anfangs des Betriebsjahres beeinflusst wird.

Sammlung weiteren Studien-Materiales.

Die Erkenntniss der Naturgesetze erfordert ausdauernden, Menschenalter umfassenden Fleiss. Soll die Hydrotechnik die ihr vorkämpfende Wissenschaft, die Meteorologie, sich zu Nutze machen, so müssen wir damit beginnen, das hierüber vorhandene Beobachtungsmateriale zu sammeln.

Von diesem Gesichtspunkte ausgehend, bringe ich in Fig. 7, Taf. XVIII, ein Graphikon der Regenhöhen von 1803 bis 1842 für Udine,*) ferner in Fig. 8 und 9 Graphiken für jene von Triest und Laibach.

Die Fig. 10 zeigt ferner die Regenhöhen für die Orte Udine, Triest, Pola, Fiume, Clissa, Knin, Laibach, Wien und Innsbruck nach den Monats- und Jahrmitteln aus 40jährigen Beobachtungen. Die Fig. 14, Taf. XIX gibt jene für die Orte Divača, Clanitz, Pinguente, Dignano und Pola, letztere im Beobachtungsjahre 1876. Ich bemerke zu letzterer Darstellung, dass eine 200—300 m hohe steile Lehne, zwischen Lupoglav und Pinguente (Fig. 13), welche sich den Südwestwinden entgegenstellt, Anlass zu besonders häufigen Niederschlägen wird. Die nachstehende Tabelle enthält nähere Daten hierzu.

Regenverhältnisse längs der Eisenbahnlinie „Divača—Pola“.*)

(Für eine Ombrometerhöhe von 1·3 m über dem Erdboden.)

Tabelle G.

Benennung	Meeres- höhe in Meter (rund)	Ombro- meterhöhe über dem Erdboden in Meter	Beobachtungsjahr 1876			Bemerkungen
			Regen- höhe in Millimeter	annähernd Percente von Pola	Zahl der Regentage	
Normalstation: Pola . . .	3	1·3	1059·1	100	142	Höchste Anzahl Regentage, kleinste Regenhöhe.
Filialstation: Dignano . .	144	1·3	1202·0	120	90	Geringste Anzahl Regentage, kleinste Regenhäufigkeit.
„ Pinguente . . .	390	1·3	1776·2	180	121	Bei annähernd gleicher Anzahl von Regentagen verschiedene Ergiebigkeit der Niederschläge.
„ Clanitz . . .	480	1·3	1378·7	140	118	
„ Divača . . .	480	1·3	1554·4	150	120	

Anmerkung. Die Regen-Ergiebigkeit steigert sich im Durchschnitte für Dignano, Clanitz und Divača im Verhältnisse von 90 mm pro 100 m Ortserhebung über dem Meere, während dieses Verhältniss für Pinguente sich verdoppelt.

*) Vergleiche Resultate aus den meteorologischen Beobachtungen zu Pola von 1864—1873 von Fried. Jos. Pick, k. k. Linien-schiffs-Lieutenant.

Vorstehende Daten ergeben, dass Cisternen-Anlagen, welche eine ganze Strecke entlang von gleicher Grösse hergestellt wären, offenbar einen wirthschaftlichen Mangel in sich bergen werden, ein Umstand, der sich auf der Linie Divača-Pola im ausnehmend trockenen Jahre 1879/80 insofern als richtig erwiesen hat, als bei den Cisternen gleichen Fassungsraumes diejenigen der oberen Strecke ausreichen, während die anderen einer künstlichen Wasserzufuhr bedurften.

*) Diese Beobachtungen erlitten nach dem Jahre 1842 eine 25jährige Unterbrechung. Bei der Fortsetzung derselben zeigte sich, dass in dem Zeitraume von 1867 bis 1878 die früheren Extreme nicht mehr erreicht worden sind, indem die Maximal-Regenhöhe der letzten 12 Jahre = 2059·6 (gegen 2173), die minimale = 1180·1 (gegen 706) beträgt.

Beispiele von kleineren Cisternen-Anlagen.

Ich gehe nun auf den praktischen Theil dieses Aufsatzes über und gebe auf den Text-Taf. A und B ihrem baulichen Entstehen nach chronologisch geordnet die Typen von in den Jahren 1856 bis 1878 ausgeführten Cisternen-Anlagen für Bahnwächterhäuser in ein und derselben Regenzone.

Ich habe diese Tafeln mit kritischen Bemerkungen und Erläuterungen versehen, bemerke zu denselben hier aber insbesondere, dass bei der Cisternentype C (Taf. A, Fig. 19 und 20) der Filtrirkörper aus sieben Kiesschichten von verschiedener Korngrösse so hergestellt wurde, dass die in irgend einer Schichte der Kiesmasse vorkommenden Zwischenräume kleiner sind, als die Korngrösse der darüber liegenden nächsten Kiesschichte, da angestrebt war, eine Mischung der dem Korne nach zwischen Wellsand und apfelgrosser Bekiesung wechselnden Filterlagen hintanzuhalten.

Da nun aber erfahrungsgemäss alle feinen organischen wie mineralischen Sinkstoffe auf der obersten Wellsandschichte sich absetzen, waren hier alle unteren Schichten zwecklos und hatten überdies den Nachtheil der Raumverdrängung, während andererseits diejenigen organischen

Verunreinigungen, welche dem Wasser Farbe und Geschmack verleihen, durch solche Oberflächenfilter überhaupt nicht beseitigt werden konnten.

Solche Anlagen sind unpraktisch und wären daher künftig zu vermeiden.)*

Unter den Typen A bis F dürfte Type F (nach Art der Venezianer Cisternen**) den Vorrang verdienen. Diese entspricht namentlich den von mir unter „Theorie der Cisternen-Anlagen“ aufgestellten Bedingungen. Derartige Cisternen sind in baulicher Beziehung unstreitig die besten,

*) Der „Civil-Techniker“, Wien, Jahrgang IV, Nr. 18 enthält schätzenswerthe Notizen über die Sandfiltration.

**) „Ueber die Bauart der Venezianer Cisternen“, s. Förster's „Bauzeitung“ Jahrgang 1836.

in ökonomischer aber nur dann, wenn die Beschaffung von reinem Meeressande auf der Baustelle mit Leichtigkeit geschehen kann. Bei diesen Cisternen werden die Wände des Sammelbeckens zumeist nur aus Lehm oder diesem gleichwerthigen Materiale hergestellt.

Anbelangend die Kosten (mit Ausschluss der Aushubarbeit) von, unter normalen Verhältnissen gebauten Cisternen diene die folgende Zusammenstellung von Erfahrungszahlen:

bei 10 m ³ nutzbaren Fassungsraum sind die Kost. pro 1 m ³ 40 fl.	
" 18 " " " " " " " " " 26 "	
" 25 " " " " " " " " " 23 "	
" 40 " " " " " " " " " 21 "	
" 80 " " " " " " " " " 15 "	

Diese Preisangaben beziehen sich auf die Verhältnisse Istriens und auf die Type D (Taf. B).

Die Oekonomie des Baues ist zum grossen Theile von der einfachen Bauart der gewählten Type abhängig und sind hierbei die localen Bau-Eigenthümlichkeiten entsprechend zu würdigen.

Ich bemerke hierzu, dass es in Istrien geschulte Professionisten für Cisternen-Arbeiten gibt; die dort zwischen Felsspalten vorfindliche „Terra rossa“ ersetzt vollständig die Stelle von kostspieligen hydraulischen Bindemitteln.*)

Diese Terra rossa (eine Art Puzzolanerde) wird in Istrien häufig sowohl für Bauten unter Wasser, als auch an der Luft mit oder ohne Zusatz von Fettkalk verwendet. Ihr ziemlich häufiges Vorkommen bietet ein billiges, umsomehr schätzenswerthes Baumaterial, weil Bausand dort meist nur zu unerschwinglich hohen Preisen zu beschaffen ist. — Für die Oberflächenfilter wird Meeressand verwendet.

Es sei mir zum Schlusse noch gestattet, einige praktische Winke für die Erhaltung von gutem Wasser in den Cisternen zu geben.

Je mehr Lufttheile mit dem Wasser in Berührung kommen, desto besser wird das Cisternenwasser. Die auf Cisternenwasser angewiesene Bevölkerung ist daher der Ansicht, das Wasser müsse in den Cisternen bzw. im Schöpf-schachte geschlagen werden, weil dadurch Luftbewegung und Luftmischung erzielt wird.

Dieses Schlagen erfolgt dadurch, dass jeder Schöpf-eimer, sobald er die Wasseroberfläche erreicht, oftmals um die Länge des Oberarmes wieder gehoben und neuerlich hinabgelassen wird, ein Verfahren, welches überdies dadurch bedingt wird, dass der Schwerpunkt des Eimers eine relativ ungünstige Lage hat, daher das mehrmalige Schlagen erforderlich wird, so lange nämlich, bis der Eimer auf der Wasseroberfläche umkippt.**)

Bei Anwendung von Saugpumpen ist dieses Schlagen des Wassers nicht möglich, daher an der Saugpumpe ein zweites Rohr zum Einpumpen reiner, atmosphärischer Luft bis auf den Cisternengrund, von wo sie aufsprudeln wird, zweckdienlich anzuordnen ist.

*) Vergleiche „Jahrbücher und Verhandlungen der k. k. geolog. Reichsanstalt in Wien“; ferner „Wochenschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins“ VIII. Jahrgang, 1883.

**) Grimaud de Caux ist diesbezüglich anderer Ansicht, siehe Förster's „Banzeitung“ 1864.

Hiedurch wird nicht nur das Wasser mit Luft direct gesättigt, sondern auch die Luft im Cisternen-Innern zum Vortheile des, Sauerstoff gierig absorbirenden Wassers erneuert.

Es empfiehlt sich ferner, in die Cisterne von Zeit zu Zeit geringe Quantitäten (2—3 kg) Steinsalz in Stücken zu geben, was dem Wasser Geschmack verleiht, sowie auch das organische Leben im Hausreservoir zurückhält.

Für Cisternen im Gebirge muss deren Capacitätsmarke, zum Schutze gegen Frostschäden, entsprechend tief gesenkt werden.

Beispiele grösserer Cisternen-Anlagen. *)

Die bauliche Durchführung der Cisternen zeigt eine grosse Mannigfaltigkeit.

Für Eisenbahnzwecke dürfte die in Fig. 27 auf Taf. XIX dargestellte Cisterne (Type D), welche nur den Verhältnissen der jeweiligen Oertlichkeiten und Baumaterialien anzupassen sein wird, entsprechen. Die Sammelfläche ist hiebei als abgepflastert gedacht.

Die Fig. 28—32, Taf. XIX zeigen dieselbe Anordnung für grössere Cisternen mit seitlichem Regengebiet und horizontaler Filtrirung des in Canälen zugeleiteten Regenwassers, ferner stellen die Fig. 33—38 die ähnliche Anlage mit unterseeischer Fundation dar, und zwar:

in Fig. 33—35 auf Taf. XX eine Fundirung durch Wasserhaltung — die Filtrirung horizontal;

in Fig. 36—38 eine Fundirung mit Bétonirung unter Wasser — die Filtrirung vertical, jedoch mit unstetigem Ueberdrucke.

Solchen unterseeisch liegenden Cisternen haftet aber der Mangel an, dass die Constructionshöhe zu beschränkt ist, in Folge dessen die thermischen Einflüsse von oben, wie von unten auf die Frische des Wassers schädlich einwirken.

Als weiteres Beispiel zeigt ferner Fig. 39 und 40, Taf. XIX die 250 m³ grosse, von einem Kirchendache gespeiste Gemeinde-Cisterne in Canfanaro, und Fig. 41 und 42 eine für Fabrikzwecke in Rovigno bestehende Cisterne von eigenthümlicher Anordnung der Sammelkammern. Ich bemerke, dass dieser Anlage eine Reihe von Mängeln anhaften, u. zw.: ist

a) das der Cisterne zugewiesene Regengebiet (das Fabrikdach) unzureichend gross;

b) ist die galerieartig gebaute Sammelkammer eine verschwenderische Anlage, denn sie verschlingt nahezu 280 m³ an Vorfiltermaterialie und Wasser und vertheuert demnach das Wasser; endlich ist

c) die Filtrirung des Regenwassers eine mangelhafte und wird das Filtrirvermögen der schweren Sandschüttung über dem Gewölbe nicht ausgenützt.

Bei dieser Anlage kam der Fall vor, dass durch einen Riss im Sohlengewölbe brackisches Wasser aufstieg, dem durch kein directes Mittel begegnet werden konnte, weshalb ein Schacht über der Spalte aufgeführt wurde, welcher dieses Wasser nunmehr fasst und unschädlich macht.

*) Siehe Dr. V. Presani: Cenni sui modi ... e sulle varie costruzioni delle cisterne. — Ferner V. Ch. Joly: Traité pratique du chauffage ... et de la distribution des eaux. Paris 1873.

Endlich zeigen Fig. 43—45, Taf. XX die Aufnahme eines in der Stadt Zara bestehenden, interessanten (wahrscheinlich noch nicht veröffentlichten) Cisternenbaues. *)

Diese „Fünf Brunnen“-Cisterne in Zara (von ca. 2000 m³ Inhalt) zeigt Eigenthümlichkeiten und zwar:

*) Diese vor mehr als 40 Jahren gemachte Aufnahme rührt von der Hinterlassenschaft des Dr. Valentino Presani her und verdanke ich dieselbe der Freigebigkeit von dessen Erben.

1. mehrere grosse Sammel- und Klärkammern,
2. horizontale Filtration,
3. abgestutzte Schöpfbrunnen, zur Förderung der innern Ventilation (Sauerstoffabsorption des Wassers aus der Luft).

Sie bildet die künstliche Wiedergabe jener natürlichen Becken, welche das Wasser sammeln, sodann aber den Alluvialschichten abgeben, in welche unsere Brunnen geteuf sind.

Theorie des Erddrucks auf Grund der neueren Versuche.

Von Karl Skibinski, Privatdocent an der technischen Hochschule in Lemberg.

(Mit Zeichnungen auf Taf. XXI.)

I. Einleitung.

Mit der Theorie des Erddruckes haben sich seit jeher viele Ingenieure beschäftigt und es sind darüber bekanntlich ausgezeichnete Arbeiten erschienen. Der Grund, warum dieses Thema ein so reges Interesse in den Kreisen der Theoretiker wachruft, ist darin zu suchen, dass es bis jetzt noch nicht gelungen ist, eine Theorie aufzustellen, welche für alle möglichen Fälle den Gesetzen der Statik sowohl wie den praktischen Versuchen Genüge leistet. Der Praktiker geräth deshalb immer in Verlegenheit, welche von den vielen Formeln er verwenden soll, umso mehr, da die Ansicht, dass die älteren, unvollkommeneren Theorien zumeist mit den Versuchen besser übereinstimmende Resultate liefern, *) wahr ist, und auch in dieser Abhandlung ihre Bestätigung finden wird.

Der Widerspruch, der darin liegt, dass mit der vervollkommnung der Theorien ihre praktische Zulässigkeit sich verringert, ist wohl daraus zu erklären, weil sie nicht auf der allein maassgebenden Basis der praktischen Versuche gebildet wurden.

Die ausgezeichneten, in der neuesten Zeit durchgeführten directen Bestimmungen der Gleitfläche und der Grösse des Erddruckes, sind zwar nicht in dem Umfange veranstaltet, dass sie uns über die Vorgänge im Innern des Erdkörpers vollkommen belehren könnten, dennoch trieb es mich, auf Grund der bei diesen Versuchen gemachten Beobachtungen, eine im Folgenden dargelegte Theorie aufzustellen, welche, den Versuchen angepasst, mit ihren Resultaten möglichst gut übereinstimmt.

Indem ich diese Arbeit dem Gutachten der Fachgenossen übergebe, richte ich an sie zugleich die Bitte, diese neue Theorie an den von ihnen unternommenen Versuchen zu erproben und die Resultate mir gütigst mittheilen zu wollen.

II. Neuere Versuche über Erddruck.

Die meisten älteren Versuche besitzen nicht diejenige Exactheit, welche erfordert wird, wenn sie als Grundlage einer Erddrucktheorie dienen sollen. Dies mag auch der Grund sein, weshalb die neueren Theorien sich selbstständig ausgebildet haben, ohne sich um diese Versuche zu kümmern.

Auch die Versuche des Herrn Audé, auf welche man sich sonst beruft, mangeln noch an der nöthigen Präcision. Hingegen sind in der jüngsten Zeit directe Beobachtungen und Messungen veröffentlicht worden, welche, was Genauigkeit und Umsicht in der Berücksichtigung aller störenden Einflüsse betrifft, nicht mehr viel zu wünschen übrig lassen.

Zu diesen zähle ich die umfassende, alle praktischen Fälle einbegreifende Bestimmung der Gleitfläche eines drückenden Erdprisma, welcher mühsamen Arbeit sich Herr Forchheimer *) unterzog — noch mehr aber die von den Herren Gobin **) und Darwin ***) ausgeführten directen Messungen des Erddruckes. Ich verweise den Leser an die angeführten Quellen und beschränke mich auf die Anführung derjenigen Beobachtungen und Resultate, welche im Folgenden Verwendung finden.

Durch viele Versuche belehrt, stimmen die Herren Gobin und Darwin darin überein, dass nach gehöriger Verminderung des Gegengewichtes, welches die Wand im Gleichgewichte erhält, zwei Phasen der Gleichgewichtsstörung zum Vorschein kommen; die erste Phase gibt sich bei einem gewissen Gewichte Q' in der Weise kund, dass die stützende Wand und mit ihr ein Theil des Erdprisma's sich um eine verschwindend kleine Grösse (oft nur Bruchtheile eines Millimeters) bewegt. Die Bewegung der Wand war eine Drehung um ihre untere Kante A (Fig. 1, Taf. XXI), das Erdreich hingegen rutschte kaum merklich längs einer Gleitfläche, deren oberes Ende durch eine so ziemlich parallel zur Wand entstandene Abstufung a ersichtlich wurde. Das Verhältniss $aB : AB$ gestattete die Berechnung des Winkels ω , welche ergab, dass die Gleitfläche den Winkel BAC zwischen Wand und natürlicher Böschung so ziemlich halbirt.

Ueber die Art der Gleitfläche und über die Grösse besagten Winkels geben uns die vorerwähnten Versuche des Herrn Forchheimer genügenden Aufschluss. Aus diesen Versuchen folgt zunächst, dass die Gleitfläche, ein cohäsionsloses Material vorausgesetzt, für alle praktischen Fälle des sogenannten activen Erddruckes als eben angesehen werden kann. Was nun die Grösse des Neigungswinkels

*) Veröffentlicht in der Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereines vom Jahre 1882 und 1883.

**) Annales des Ponts et Chaussées, Jahrgang 1883, auch im Sonderabdruck erschienen.

***) Proceedings etc., Band 71, oder im Auszuge in den Annales des Ponts et Chaussées, 1883, verfasst von Herrn Flamant.

*) Siehe z. B. „Elemente der graph. Statik“ von Müller-Breslau, Seite 85.

der Gleitfläche betrifft, so nimmt auch Herr Forchheimer das bereits allgemein übliche Gesetz, wonach $\gamma = \frac{90 + \rho}{2}$ also $\omega = \frac{90 - \rho}{2}$ (unter ρ den Reibungswinkel der Erde verstanden) als giltig an; die Ergebnisse der Versuche zeigen jedoch mehrere Grade betragende Schwankungen dieses Werthes, so zwar, dass der Mittelwerth von ω grösser als $\frac{90 - \rho}{2}$ wird.*) Offenbar würde sich dieser Werth noch grösser ergeben, wenn das Material vollkommen frei von Cohäsion wäre, ein Umstand, der umsomehr das Gesetz $\omega = \frac{90 - \rho}{2}$ nicht ohneweiters anzunehmen erlaubt.

Nachdem die erste Phase der Gleichgewichtsstörung eingetreten ist, kann das Gleichgewicht als stabil und für unbeschränkte Zeit gesichert betrachtet werden,**) denn man müsste das Gewicht Q' noch beträchtlich auf eine gewisse Grösse Q'' verringern, bis die zweite Phase, nämlich ein intensiveres Nachrutschen des Materials eintritt, welches das Umwerfen der Wand zur Folge hat.

Nicht immer lassen sich solche zwei genau unterschiedliche Phasen constatiren, denn oft entspricht jeder Verminderung des Gegengewichtes ein kleines Nachrutschen, so dass wir es hier mit einer Aufeinanderfolge solcher Phasen zu thun haben.

Dieses kleinste Gewicht Q'' , welches eben noch im Stande ist, die Wand vor dem Umwerfen zu bewahren, dient zur Werthbestimmung des wirklichen, von der Erde auf die Wand ausgeübten Druckes***) und eine den praktischen Anforderungen genügende Erddrucktheorie soll Resultate liefern, welche diesen Werthen Q'' möglichst nahe kommen.

Zu den Versuchen des Herrn Darwin ist noch Folgendes zu bemerken:

Diese Versuche stehen an Exactheit denen des Herrn Gobin nicht nach, erhalten ausserdem dadurch eine hohe Bedeutung, dass durch sie, wenigstens für den Fall einer verticalen Wand, das Gesetz, wonach das Moment des Erddruckes mit der dritten Potenz der Höhe des Erdreichs an der Wand zunimmt, unzweideutig constatirt wurde. Dennoch hat man dem Herrn Darwin von mehreren Seiten den Vorwurf gemacht, er habe einen zu kleinen Reibungswinkel angenommen, indem der Werth $\rho = 35^\circ$ nicht dem Zustande des absoluten Gleichgewichtes, sondern dem Zustande der Bewegung entspricht und deshalb zu klein erscheint.†)

*) So zeigt Tab. XVI für γ Werthe zwischen 58 und 62° , somit für ω zwischen 28 und 32° ; nun wird für

$$\rho = 33^\circ 40', \quad \frac{90 - \rho}{2} = 28^\circ 10'.$$

**) Auf Seite 493 (Anmerkung) findet sich folgender Ausspruch des Herrn Darwin: ... bien souvent un mur, après avoir subi un premier mouvement sur certains points s'arrête et reste en équilibre indéfiniment après etc.

***) Diese Ansicht wurde schon mehrmals ausgesprochen. Siehe darüber Seite 54 von Dr. Winkler's „Neue Theorie des Erddruckes“; auch den Aufsatz des Herrn Boussinesq auf Seite 513 der Annales vom Jahre 1883, in welchem er die Versuche des Herrn Gobin bespricht.

†) Nach Herrn Boussinesq (Seite 495 der erwähnten Quelle) schüttete Herr Darwin das Versuchsmaterial so lange, bis sich von

Eine Uebereinstimmung der Versuche des Herrn Darwin mit denen des Herrn Gobin wird erreicht, wenn man diesen Winkel etwa zu 37° annimmt. Diesen Werth behalte ich in den nachfolgenden Untersuchungen für die Versuche des Herrn Darwin.

III. Das Grundprincip der Theorie.

Nach den im vorigen Capitel besprochenen Beobachtungen stelle ich mir die Aufgabe in der Form:

Es ist vor Allem dasjenige Prisma zu bestimmen, welches beim kleinsten Nachgeben der Wand am ehesten abrutscht, oder die grösste Tendenz zum Abrutschen zeigt.

Tritt eine Bewegung des Prisma ein, so kann jedes Element, wie auch die ganze sich bewegende Masse nur in der Bewegungsrichtung einen Druck auf die Wand äussern, d. h. dieser Druck T (Fig. 2, Taf. XXI) muss eine zur Gleitebene AC parallele Richtung haben und im Schwerpunkte des Gleitprisma angreifen. Der Durchschnittspunkt J der Richtung von T mit AB ist der auf die Wand verlegte Angriffspunkt der Kraft T , welcher somit unzweideutig bestimmt ist, sobald man die Richtung der Gleitebene kennt.

Bei der betrachteten Bewegung wird die ganze auf AC hervorgerufene Reibung überwunden, so dass Grösse, Richtung und Lage der zweiten Componente U gegeben sind.

Die Lage der Gleitfläche, somit auch der Winkel ω , welchen sie mit der Verticalen einschliesst, ist an die Bedingung geknüpft, unter allen Prismen, welche abrutschen können, dasjenige Prisma ABC zu bestimmen, für welches die bewegende Kraft T ihr Maximum erreicht. Ist ω dieser Bedingung entsprechend bestimmt, so sind weiters die Reactionen zu finden, welche das abgerutschte Prisma im Gleichgewichte erhalten.

In den meisten praktischen Fällen wird eine in J angreifende, der Kraft T gleiche und im entgegengesetzten Sinne gerichtete Reaction der Wand diesen Gleichgewichtszustand deshalb nicht herbeiführen können, weil der Winkel, welchen die Kraft T mit der Normalen zur Wand einschliesst, grösser ist, als die zulässige Abweichung der Reaction von der besagten Normalen. *)

Es muss sonach in demselben Augenblicke, in welchem der Druck T zur Aeusserung gelangt, die Reaction P der Wand in vielen Fällen eine von T verschiedene Richtung annehmen, wenn der Gleichgewichtszustand gesichert sein soll.

Bedenkt man einerseits, dass die volle auf AC entstehende Reibung, welche dem Widerstande R des Erdreichs zukommt, in Anspruch genommen wird, andererseits die Reaction P wahrscheinlich eine Lago annehmen wird, welche

selbst eine möglichst steile Böschung gebildet hat und nahm die Neigung dieser Böschung als ρ an. Bestimmt man jedoch den Reibungswinkel, indem man ein Gefäss mit eben abgeglichenem Sande so lange neigt, bis die erste Bewegung der Sandkörner zum Vorschein kommt, so wird der auf solche Art bestimmte Winkel sich grösser ergeben. Herr Boussinesq nimmt, um die Resultate seiner Formeln den Versuchen anzupassen, diese Vergrösserung mit $5\frac{1}{2}^\circ$ an, welche doch übertrieben sein dürfte.

*) Dementsprechend ist auch der Winkel, welchen die nach Obigem bestimmte Kraft U mit der Verticalen einschliesst, sehr oft grösser als der Neigungswinkel α der Wand gegen die Verticale.

der kleinsten, das Gleichgewicht des Gleitprisma ermöglichenden Abweichung von der Richtung der Kraft T entspricht, so gelangt man zu der Annahme, dass die Richtung von R mit der Normalen auf AC den Winkel ρ und die Richtung von P mit der Normalen zur Wand den der Reibung zwischen Erde und Wand entsprechenden Winkel ρ_1 einschliessen wird. Hierbei darf ρ_1 nicht grösser als ρ genommen werden. Nur in den Ausnahmefällen, in denen T mit der Normalen zur Wand einen gleichen oder kleineren Winkel als ρ_1 einschliesst, d. h. wenn $\omega \geq 90^\circ - (\rho_1 - \alpha)$ ist, wird P in die Richtung von T fallen und der Grösse nach wird $P = T$ sein. Diese Fälle werden später besonders untersucht.

Wir wissen es zwar nicht sicher, was für Vorgänge im Innern des Erdreichs stattfinden, welche dem Gleitprisma nach dem Abrutschen das Gleichgewicht sichern, dennoch spricht für die Wahrscheinlichkeit obiger, die Richtungen der Reactionen betreffenden Annahmen der Umstand, dass die auf diesen Annahmen begründete Theorie mit den Versuchen übereinstimmende Resultate liefert.

Der Bedingung des Gleichgewichtes wird endlich vollends entsprochen, wenn man, unbekümmert um die Kräfte T und U , die Widerstände P und R zu Componenten des Gewichtes des Gleitprisma macht und wenn ihre Kräftelinien sich auf der Linie G schneiden. (Fig. 3. *)

Es sei hiezu noch Folgendes bemerkt:

In einigen in der neueren Zeit erschienenen Arbeiten über den Erddruck wird der alten Poncelet'schen Theorie der Vorwurf gemacht, dass sie der dritten Gleichgewichtsbedingung (nämlich Summe der Momente = 0) nicht entspricht, weil hiefür bei ebener Begrenzung des Terrains die Reaction des Erdreichs in einem Drittel der Gleitlinie angreifen sollte, was bei dieser Theorie nicht stattfindet.**) Diese Ansicht, so bestrickend sie für den Theoretiker sein mag, hat durch keinen mir bekannten praktischen Versuch eine Bestätigung erfahren. Anders verhält es sich mit dem Angriffspunkte des Widerstandes der Wand, dessen Lage für ebene Begrenzung des Terrains sämtliche Versuche in das untere Drittel der Wandlänge versetzen.

Ist nun die Lage von R im Voraus nicht fixirt, so wird der dritten Gleichgewichtsbedingung dadurch genügt, dass sich die Widerstände P und R in einem Punkte der Schwerlinie schneiden, was unsere Theorie voraussetzt, wobei die Reaction P in einem Punkte J angreift, den man als Durchschnittspunkt der Wirkungslinie von T mit der

*) Nachdem meine Theorie fertig vorlag, fand ich, dass ein Herr Curie auf ähnliche Art zur Bestimmung der Kraft T gelangt; er bestimmt jedoch die Widerstände R und P auf andere Weise. Wie nämlich aus der mir zu Gebote stehenden kurzen Notiz hervorgeht, zerlegt Herr Curie die Kraft T in eine Componente P , welche mit der Normalen zur Wand den Reibungswinkel einschliesst, und in eine zweite S , welche in die Richtung der Wand fällt und um welche er sich weiter nicht kümmert. (Siehe Fig. 3b.) Diese zweite Componente wird mit der Kraft U eine Resultirende R geben, deren Richtung mit der Normalen zu AC einen Winkel einschliessen würde, welcher in den meisten praktischen Fällen grösser ist als ρ (siehe Fussnote S. 66), was offenbar nicht zulässig ist.

**) Siehe z. B. den Artikel von Dr. Weyrauch in der Zeitschrift für Baukunde von 1879.

Wand erhält, und welcher bei ebener Begrenzung des Erdreichs in das untere Drittel der Wand fällt.

IV. Theorie des Erddrucks.

Wir führen folgende Bezeichnungen ein:

G das Gewicht des Gleitprisma,

T die bewegende Kraft,

P die Reaction der Wand, also der wirklich auftretende Erddruck,

ρ Reibungswinkel der Erde,

ρ_1 Reibungswinkel zwischen Erde und Wand,

ε Neigungswinkel der geradlinigen Terrainbegrenzung gegen den Horizont (nach oben positiv),

α Neigungswinkel der Wand gegen die Verticale (nach innen positiv verstanden),

ω Neigungswinkel der Gleitebene gegen die Verticale.

Dies vorausgeschickt schreiten wir vor Allem zur Bestimmung desjenigen Gleitprisma's, welches den grössten zur Gleitfläche parallelen Schub T äussert.

Es sei AB (Fig. 2) die Wand, BCD die beliebige Abgrenzung des Terrains, AC die Gleitebene und ABC das Gleitprisma mit seinem im Schwerpunkte S angreifenden Gewichte G . Zerlegt man G in die Componenten T und U , von denen die erste parallel zu AC , die zweite unter ρ zur Normalen auf AC geneigt ist, so wird nach Fig. 2 a

$$T = G \cdot \frac{\cos(\rho + \omega)}{\cos \rho} \quad (1)$$

Bildet die Abgrenzung des Terrains eine Ebene (Fig. 4) und zieht man BE senkrecht zu AC , so ist

$$G = \frac{1}{2} AC \cdot BE \cdot \gamma$$

wenn γ das Gewicht der kubischen Einheit des Erdreichs bedeutet.

Nun ist

$$BE = \frac{AC}{\cotg(\omega - \alpha) + \tg(\varepsilon + \omega)}$$

und setzt man noch $AC = K$, so ergibt sich

$$G = \frac{1}{2} \cdot \frac{K^2 \cdot \gamma}{\cotg(\omega - \alpha) + \tg(\varepsilon + \omega)} \quad (2)$$

Hierin ist ω vorläufig unbekannt und lässt sich aus der Bedingung des Maximum von T wie folgt bestimmen:

Nach 1 erhält man

$$\frac{dT}{d\omega} = \frac{1}{\cos \rho} \left[\frac{dG}{d\omega} \cos(\rho + \omega) - G \sin(\rho + \omega) \right] = 0$$

Aus Fig 4 ersieht man, dass

$$dG = \frac{1}{2} K^2 \cdot d\omega \cdot \gamma$$

Setzt man diesen Werth wie auch den vorhin für G erhaltenen in obige Gleichung ein, so erhält man als Bedingungsgleichung für ω :

$$\cotg(\omega - \alpha) + \tg(\omega + \varepsilon) - \tg(\omega + \rho) = 0 \quad (3)$$

woraus die folgende Gleichung resultirt:

$$(\mu - e - a e \mu) x^3 - e(\mu - 2a) x^2 + (2\mu - a) x - a(\mu - e) - 1 = 0 \quad (3a)$$

worin $x = \tg \omega$, $a = \tg \alpha$, $e = \tg \varepsilon$, $\mu = \tg \rho$. .

Mit Ausnahme des Falles $\varepsilon = \rho$, also eines unter dem Reibungswinkel ansteigenden Terrains, liefert diese Gleichung für die möglichen Werthe von α , ε und ρ nur eine reelle Wurzel; es ist somit die Lage der Gleitebene in jedem

Fälle unzweideutig bestimmt. Der Grenzfall $\varepsilon = \rho$ wird später besonders untersucht.

Für einfachere Fälle lässt sich diese reelle Wurzel nicht schwer bestimmen (siehe Formelsammlung S. 69); jedoch für beliebige Werthe von α und ε ist die Auflösung der Gleichung (3a so complicirt, dass eine versuchsweise Bestimmung des Winkels ω aus Gleichung (3 angezeigt erscheint. Diese Art der Bestimmung führt rascher zum Ziele als die üblichen meist verwickelten trigonometrischen Formeln — umsomehr, als ein Unterschied von einigen Minuten (bis zu $1/2^\circ$) im Werthe von ω , den Werth des Erddrucks nicht wesentlich beeinflusst. Statt dessen kann man die im VI. Capitel gegebene graphische Construction verwenden, welche in jedem gegebenen Falle ziemlich rasch zur directen Bestimmung der Gleitebene und des Erddruckes führt.

Eine Untersuchung der Gleichungen (3 und (3a wird die charakteristischen Unterschiede zwischen dieser neuen und allen übrigen Theorien zeigen.

Diese Gleichungen ergeben im Allgemeinen andere Werthe für ω als die üblichen Theorien, man erhält jedoch für jeden Fall einen möglichen Werth, so dass diese Theorie alle möglichen Fälle umfasst.

Speciell wird $\omega = 0$ für $\alpha(\mu - \varepsilon) + 1 = 0$ also für

$$1 = -\operatorname{tg} \alpha (\operatorname{tg} \rho - \operatorname{tg} \varepsilon) \quad (3b)$$

Ist α positiv und fällt schliesslich die Wand mit der natürlichen Böschung zusammen, so fällt auch die Gleitebene in die natürliche Böschung, wie es sein soll; setzt man nämlich in (3a statt α den Werth $\frac{1}{\mu}$, so wird der Gleichung genügt für $x = \frac{1}{\mu}$.

Im Weitern gehen wir zu dem speciellen Falle über, wenn $\varepsilon = \rho$ wird, d. h. wenn das Terrain unter dem Reibungswinkel in's Unendliche ansteigt. Wenn auch dieser Fall in der Praxis unmöglich ist, so soll er dennoch untersucht werden, weil er zu interessanten Vergleichen mit den bekannten Theorien Anlass gibt.

Setzt man in Gleichung (3a, $\varepsilon = \mu$, so übergeht sie in die folgende:

$$\alpha \mu^2 x^3 + \mu(\mu - 2\alpha)x^2 - (2\mu - \alpha)x + 1 = 0 \quad (3c)$$

Diese Gleichung liefert für x drei reelle Wurzeln, von denen zwei einander gleich und gleich $\frac{1}{\mu}$ werden; die dritte erhält den Werth $-\frac{1}{\alpha}$. Es bilden sich somit in dem

Augenblicke, wo $\varepsilon = \rho$ wird, zwei Gleitebenen, von denen die eine unter $\omega = 90 - \rho$ geneigt in die natürliche Böschung fällt, die andere schliesst mit der Verticalen den Winkel $90 + \alpha$ ein. Von diesen zwei Werthen von ω ist selbstverständlich nur der kleinere beizubehalten, denn nur das an die Wand direct anliegende Gleitprisma kann auf sie einen Druck ausüben. Daraus folgt, dass für $-\alpha > \rho$ die Gleitebene mit der Wand den constanten Winkel von 90° einschliesst; für alle Werthe von α zwischen $-\rho$ und

*) Ueber negative Werthe von ω siehe Anmerkung am Schlusse des IV. Capitels.

$+(90 - \rho)$ (natürliche Böschung) liegt die Gleitebene in der natürlichen Böschung. Die neue Theorie zeigt also auch für den Fall $\varepsilon = \rho$ eine Abhängigkeit der Lage der Gleitebene von der Wandneigung, entgegen jenen Theorien, welche für beliebige α den constanten Werth $\omega = 90 - \rho$ ergeben.

Nachstehend sind (noch immer für den Fall $\varepsilon = +\rho$) für besondere Werthe von α die zugehörigen Werthe von ω zusammengestellt:

1. Die Wand ist horizontal; $\alpha = -90^\circ$, $\omega = 0$. Für diesen äussersten Grenzfall ist somit die Gleitebene vertical. Dieses Resultat liefert auch Gleichung (3b).

2. Die Wand schliesst mit dem Horizonte den Winkel ρ ein. Es ist $\alpha = -(90 - \rho)$ und $\omega = \rho$.

3. Die Wand schliesst mit der Verticalen den Winkel $-\rho$ ein. Es ist $\alpha = -\rho$, $\omega = 90 - \rho$. Die Gleitebene fällt in die natürliche Böschung, wo sie verbleibt, wenn

4. α alle Werthe zwischen $-\rho$ und $+(90 - \rho)$ annimmt. In den ersten drei Fällen schliesst T mit der Normalen zur Wand den Winkel 0 ein, deshalb wirkt auch der Erddruck senkrecht zur Wand. Im vierten Falle wird P in die Richtung von T fallen, so lange noch $(\rho + \alpha) \geq \rho_1$.

Für den wichtigsten Fall, wenn bei verticaler Wand die Oberfläche horizontal ist, ergibt sich ω etwas grösser als $\frac{90 - \rho}{2}$, die Gleitebene halbirt somit nicht den

Winkel zwischen Wand und natürlicher Böschung wie es alle neueren Theorien ergeben; *) es stimmt dies jedoch mit den Versuchen des Herrn Forchheimer überein. **)

Neigt sich die Wand nach links (nach aussen), so dreht sich die Gleitebene in demselben Sinne; es wird ω immer kleiner und erreicht den Werth 0 für $\alpha = -(90 - \rho)$ entgegen allen mir bekannten Theorien, nach welchen für diesen Werth von α der Winkel $\omega > 0$ wird. Dieser Fall scheint am meisten dafür zu sprechen, dass meine Annahmen den wirklichen Verhältnissen nahe kommen. Denn denken wir uns in Fig. 5 die unter $\alpha = -(90 - \rho)$ zur Verticalen geneigte Wand AB , für welche beispielsweise $\rho_1 = \rho$ wäre, so ist die Gleitebene AC vertical, demzufolge auch T und P vertical gerichtet und der Grösse nach gleich G sein werden. Der Druck auf AD muss sich auch gleich G , nämlich gleich dem Gewichte des Prismas ACD ergeben. Bedenkt man, dass die beiden Ebenen AB und AD die Grenzlagen für das Abrutschen des Erdreiches bilden, bedenkt man ferner, dass diese beiden Ebenen gegen AC symmetrisch gelegen sind, dass also alle Verhältnisse links wie rechts von AC sich gleich bleiben, so gelangt man zum Schlusse, dass das Ergebniss unserer Theorie richtig ist. ***)

*) Wo immer im Laufe dieser Abhandlung von den Resultaten der neueren Theorien ohne sonstige Quellenangabe gesprochen wird, sind diese Resultate dem Werke: „Theorie des Erddrucks auf Grund der neueren Anschauungen von Dr. Weyrauch, Wien 1881“ entnommen.

**) Die durch Herrn Prof. Rebhann vertretene Theorie liefert etwas noch grössere Werthe für ω als meine Formel.

***) Für den Fall, wenn die Neigung der Wand noch grösser ist, siehe Anmerkung zu Capitel IV.

Nach dieser Discussion des Winkels ω kehren wir zurück zur Bestimmung der Grösse des Erddrucks.

Ist die Gleitebene bestimmt, so erübrigt noch die der gemachten Annahme entsprechende Zerlegung des Gewichtes G des Gleitprisma's in die Componenten P und R vorzunehmen so zwar, dass P mit der Normalen zur Wand den Winkel ρ_1 und R mit der Normalen zur Gleitebene den Winkel ρ einschliessen.

Nach Fig. 3 ist es nicht schwer, die Fig. 3a abzuleiten, nach welcher sich ergibt:

$$P = G \cdot \frac{\cos(\rho + \omega)}{\sin(\rho + \rho_1 + \omega - \alpha)} \quad (4)$$

Für eine ebene Begrenzung des Terrains erhält man nach Fig. 6

$$G = \frac{1}{2} A B \cdot B' C \cdot \gamma$$

wenn $B' C$ senkrecht auf $A B$ steht.

Nun ist $B' C = A B \cdot \cos(\alpha + \varepsilon) \cdot \frac{\sin(\omega - \alpha)}{\cos(\omega + \varepsilon)}$ und $A B = \frac{h}{\cos \alpha}$, wenn h die vertical gemessene Höhe der Wand bezeichnet, demnach wird

$$G = \frac{1}{2} h^2 \gamma \cdot \frac{\cos(\alpha + \varepsilon) \sin(\omega - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\omega + \varepsilon)} \quad (2a)$$

und

$$P = \frac{\cos(\alpha + \varepsilon)}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\cos(\omega + \rho) \sin(\omega - \alpha)}{\cos(\omega + \varepsilon) \sin(\omega + \rho + \rho_1 - \alpha)} \cdot C \quad (5)$$

wenn mit C der constante Factor $\frac{1}{2} h^2 \gamma$ bezeichnet wird.

Formel (5 zeigt uns den allgemeinsten Ausdruck für den Werth des Erddrucks; in diesem Ausdrucke ist ρ_1 nur dann beizubehalten, wenn $\rho_1 < \rho$, — für $\rho_1 \geq \rho$ ist stets ρ für ρ_1 zu setzen. Falls $\omega \geq 90 - (\rho_1 - \alpha)$ wird, ist $P = T$; für diesen Fall erhält man nach Einsetzung des Werthes für G aus Formel (2a in Formel (1:

$$P = T = \frac{\cos(\alpha + \varepsilon)}{\cos^2 \alpha \cos \rho} \cdot \frac{\cos(\omega + \rho) \sin(\omega - \alpha)}{\cos(\omega + \varepsilon)} \cdot C \quad (5a)$$

Für specielle Fälle ergeben sich die Werthe von ω und P wie folgt:

1. Fall. Horizontales Terrain, verticale Wand. $\alpha = \varepsilon = 0$.

Gleichung (3a liefert die einzige reelle Wurzel

$$x = \operatorname{tg} \omega = \sqrt{\frac{r}{2} + \sqrt{\frac{r^2}{4} + \frac{8}{27}}} + \sqrt{\frac{r}{2} - \sqrt{\frac{r^2}{4} + \frac{8}{27}}} \quad (6)$$

hiebci wurde $r = \cotg \rho$ gesetzt.

Die Grösse des Erddrucks ergibt sich nach (5:

$$P = \operatorname{tg} \omega \cdot \frac{\cos(\omega + \rho)}{\sin(\omega + \rho + \rho_1)} \cdot C \quad (7)$$

Folgende Tabelle wurde nach Formel (6 berechnet:

ρ	ω	ρ	ω
30°	34°—52'	38°	29°—1'
31	34 — 6	39	28 — 19 1/2
32	33 — 20 1/2	40	27 — 39
33	32 — 35 1/2	41	26 — 59
34	31 — 51	42	26 — 19 1/2
35	31 — 7 1/2	43	25 — 40 1/2
36	30 — 25	44	25 — 1 1/2
37	29 — 43	45	24 — 23 1/2

2. Fall. Horizontales Terrain, beliebige Neigung der Wand. $\varepsilon = 0$.

$$\operatorname{tg} \omega = \sqrt[3]{\frac{r+a}{2} + \sqrt{\left(\frac{r+a}{2}\right)^2 + \left(\frac{2-ar}{3}\right)^3}} + \sqrt[3]{\frac{r+a}{2} - \sqrt{\left(\frac{r+a}{2}\right)^2 + \left(\frac{2-ar}{3}\right)^3}} \quad (8)$$

worin $r = \cotg \rho$, $a = \operatorname{tg} \alpha$. Ferner ist

$$P = \frac{\cos(\omega + \rho) \sin(\omega - \alpha)}{\cos \alpha \cos \omega \sin(\omega + \rho + \rho_1 - \alpha)} \cdot C \quad (9)$$

Wird $\alpha = -(90 - \rho)$ also $a = -r$, so ist $\omega = 0$ und

$$P = \cotg \rho \cdot \frac{\cos \rho}{\cos \rho_1} \cdot C \quad (9a)$$

Und ist noch $\rho_1 = \rho$ so wird

$$P = \cotg \rho \cdot C = \frac{1}{2} h^2 \gamma \cdot \cotg \rho \quad (9b)$$

nämlich gleich dem Gewichte des Prima ABC (Fig. 5), wenn h die Länge AC bedeutet.

3. Fall. Beliebige geneigte Terrainfläche, verticale Wand. $\alpha = 0$.

Die Formel für ω ist complicirt und erfolgt die Berechnung einfacher versuchsweise aus Formel (3. Dann wird

$$P = \frac{\cos \varepsilon \cdot \cos(\omega + \rho) \sin \omega}{\cos(\omega + \varepsilon) \sin(\omega + \rho + \rho_1)} \cdot C \quad (10)$$

In obigen drei Fällen findet Formel (5a keine Verwendung, denn es ist immer $\omega < 90 - (\rho_1 - \alpha)$.

4. Fall. Das Terrain steigt unter dem Reibungswinkel an, die Wand schliesst nach Aussen mit der Verticalen einen Winkel ein, der grösser als ρ ist. $\varepsilon = \rho_1$ und $-\alpha > \rho$. Nach Formel (3c und der ihr folgenden Erörterung ist für diesen Fall $\omega = 90 + \alpha$. Der Erddruck wird nach Formel (5a, welche hier allein maassgebend ist

$$P = \frac{\cos(\alpha + \rho)}{\cos^2 \alpha \cos \rho} \cdot C \quad (11)$$

P wächst mit der Neigung der Wand und erhält für $\alpha = -\rho$ den Werth

$$P = \frac{C}{\cos^3 \rho} \quad (11a)$$

Für $\alpha = -90^\circ$ ist $\omega = 0$; ferner ist $h = 0$, somit auch $C = 0$ und es wird $P = 0 \cdot \infty$. Die Unbestimmtheit wird jedoch beseitigt, sobald statt der Wandhöhe h der verticale Abstand v des Fusspunktes der Wand vom Terrain eingeführt wird. Ist noch $\rho_1 = \rho$ so erhält man

$$P = \frac{1}{2} v^2 \gamma \cotg \rho \quad (11b)$$

somit gleich dem Gewichte des auf der Wand ruhenden und durch die Verticale v begrenzten Erdprisma.

5. Fall. $\varepsilon = +\rho$, $-\alpha < \rho$. Es ist $\omega = 90 - \rho$ und

$$P = \frac{\cos^2(\alpha + \rho)}{\cos^2 \alpha \cos(\rho_1 - \alpha)} \cdot C \quad (12)$$

Ist im Besondern $\alpha = 0$, so wird

$$P = \frac{\cos^2 \rho}{\cos \rho_1} \cdot C \quad (12a)$$

Formel (5a findet in diesem Falle Verwendung, sobald $\omega = 90 - \rho \geq 90 - (\rho_1 - \alpha)$ wird, d. h. wenn $\rho \leq \rho_1 - \alpha$; dann erhält man nach dieser Formel

$$P = \frac{\cos^2(\alpha + \rho)}{\cos^2 \alpha \cos \rho} \cdot C \quad (12b)$$

Ist das Erdreich mit p pro Längeneinheit der Böschung BC (Fig. 7) gleichmässig belastet, so ist in Formel 1 G_1 statt G zu setzen, wenn $G_1 = G + p \cdot BC$. Reducirt man p auf eine gleichwerthige Erdschichte von der Höhe h_1 , so dass $p = h_1 \gamma$ wird und drückt man das Gewicht G des Gleitprisma ABC durch BC und die senkrecht zu BC gemessene Höhe AA' aus, so erhält man

$$G_1 = \frac{1}{2} \gamma BC [AA' + 2h_1].$$

Nun ist

$$AA' = h \cdot \frac{\cos(\alpha + \varepsilon)}{\cos \alpha} \text{ und } BC = h \cdot \frac{\sin(\omega - \alpha)}{\cos \alpha \cos(\omega + \varepsilon)}$$

wonach

$$G_1 = \frac{\cos(\alpha + \varepsilon)}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\sin(\omega - \alpha)}{\cos(\omega + \varepsilon)} \cdot \frac{1}{2} h^2 \gamma \left[1 + \frac{2h_1}{h} \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha + \varepsilon)} \right]. \quad (2b)$$

Dieser Ausdruck wird der Formel 2a conform, wenn man statt γ ein anderes Gewicht γ_1 der kubischen Einheit einführt, wobei

$$\gamma_1 = \gamma \left[1 + \frac{2h_1}{h} \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha + \varepsilon)} \right]. \quad (13)$$

Nun ist nach 1:

$$T = G_1 \cdot \frac{\cos(\omega + \rho)}{\cos \rho} = G \cdot \frac{\gamma_1}{\gamma} \cdot \frac{\cos(\omega + \rho)}{\cos \rho}.$$

Bildet man $\frac{dT}{d\omega}$ zum Zwecke der Auffindung des Maximum von T , so überzeugt man sich, dass der von ω abhängige Theil der Function $\frac{dT}{d\omega}$ derselbe ist, als wenn das Erdreich unbelastet wäre, was auch direct daraus folgt, dass γ_1 von ω unabhängig ist. Demnach ist die Lage der Gleitfläche, also auch Winkel ω von der Belastung des Terrains unabhängig. Deshalb behalten auch die Formeln 3—12 ihre Geltung, wenn nur $\frac{\gamma_1}{\gamma} \cdot C$ statt C oder $\frac{1}{2} h^2 \gamma_1$ statt $\frac{1}{2} h^2 \gamma$ gesetzt und γ_1 nach Formel (13) bestimmt wird. Von Wichtigkeit für diesen Fall ist die Bestimmung des Angriffspunktes des Erddruckes. Aus der im III. Capitel gegebenen Darlegung folgt, dass die parallel zur Gleitebene gerichtete Kraft T im Schwerpunkte S des Gleitprisma's angreift, weshalb der Angriffspunkt des Erddruckes erhalten wird als Durchschnitt der durch S parallel zu AC geführten Geraden mit der Wand. Ist das Gleitprisma belastet, so muss man denjenigen Schwerpunkt S_1 einführen, welcher dem Gleitprisma sammt der auf BC (Fig. 7) ruhenden Belastung entspricht.

Ist nun L der wirkliche (also nicht etwa der reducirten Höhe h_1 entsprechende) Schwerpunkt dieser Belastung, ist ferner S der Schwerpunkt des Gleitprisma, so ist S_1 auf bekannte Art als der auf SL gelegene Mittelpunkt zweier paralleler Kräfte zu bestimmen. Die Parallele $S_1 J_1$ zur Gleitfläche bestimmt den Angriffspunkt J_1 des Erddruckes.*)

Anmerkung. Formel (3b) drückt die Bedingung aus, unter welcher $\omega = 0$, also die Gleitebene vertical wird. Nimmt α einen numerisch grösseren oder einen kleineren Werth an, als es diese Formel bestimmt, so ergibt sich für ω ein negativer Werth.

In Fig. 8 ist dieser Fall ersichtlich. Schliesst die Gleitebene AC einen negativen Winkel ω mit der Verticalen ein, so ist ein Gleiten der Erde längs AC nicht mehr denkbar, es tritt vielmehr bei der kleinsten Bewegung der Wand ein Abbrechen des Erdreichs ein, dem-

*) Ist BC ein Strassen- oder Eisenbahnplanum, so ist die Höhe von L über dem Planum mit etwa 1.0 bis 1.3 m anzunehmen.

zufolge der Fall $\omega = 0$ einen Grenzfall für unsere Theorie bildet, welche auf dem Abgleiten eines Erdprisma beruht. Tritt der Bruch ein, so wird die grösste bewegende Kraft T für dasjenige Bruchprisma sich ergeben, welches den grösstmöglichen Werth erreicht und dies tritt ein, wenn das Bruchprisma durch die Verticale AC' begrenzt ist. T wird dem Gewichte des Prisma ABC' gleich und vertical gerichtet sein, wonach der Punkt J in das Drittel von AB fällt. Die Richtung des Erddruckes muss wieder mit der Normalen zur Wand den Winkel ρ_1 einschliessen, so lange $-\alpha < 90 - \rho_1$ ist und die Grösse von P wird durch Zerlegung des Prismengewichtes G in eine zu P parallele und eine gegen den Horizont um ρ geneigte Componente R erhalten. Ist jedoch $-\alpha > 90 - \rho_1$, so wird $P = G$ und vertical gerichtet sein.

Diese Darlegung stimmt annähernd mit den Versuchen des Herrn Forchheimer, aus welchen für stark geneigte Wände und ein Umkippen um ihre untere Kante sich sehr kleine Werthe für ω ergeben und für ein Nachgeben der Wand in verticaler Richtung $\omega = 0$ wird.

V. Vergleich zwischen den Resultaten der Theorie und der Versuche.

Die Zulässigkeit der Annahmen, welche wir der eben dargelegten Theorie zu Grunde legten, soll im Nachstehenden durch Vergleichung mit den Versuchen erhärtet werden, auch sollen die Resultate anderer Theorien zum Vergleich gelangen. Zu diesem Zwecke untersuchen wir die einzelnen Fälle in dieser Reihenfolge, wie sie im vorigen Capitel behandelt wurden.

1. Fall. $\alpha = \varepsilon = 0$.

a) Für diesen Fall hat Herr Darwin eine ganze Reihe von Versuchen angestellt, aus welchen für das Moment des Erddruckes um die untere Kante der Wand sich ergab

$$M = 0.180 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$$

als Gleichung der ausgleichenden kubischen Parabel, welche zwischen die Endpunkte der Momentordinaten sich einzeichnen liess.*)

Bei den Versuchen des Herrn Darwin ist $\rho = 37^\circ$ anzunehmen (siehe Schluss des II. Cap.), ferner ist $\rho_1 = \rho$ zu setzen, weil die Wand durch Aufkleben von Sand rau gemacht wurde. Für diese Werthe erhalte ich nach (6) $\omega = 29^\circ - 43'$ und nach (7) $P = 0.2261 \cdot C$, endlich das Moment

$$M = P \cdot \cos \rho \cdot \frac{h}{3} = 0.1806 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$$

in vollkommener Uebereinstimmung mit dem Versuche. Für diesen Fall wird das Moment

$$\left. \begin{array}{l} \text{nach Prof. Rebhann **) } = 0.186 \\ \text{nach Dr. Weyrauch } = 0.248 \end{array} \right\} \frac{1}{8} h^3 \gamma.$$

b) Herr Gobin führt für diesen Fall zwei Versuche an, von denen nur der zweite von Werth ist, weil dabei der Einfluss der seitlichen Reibung berücksichtigt wurde. Bei diesem zweiten Versuche erhielt Herr Gobin für den Augenblick der ersten minimalen Bewegung der Wand ein Gegengewicht von 5.815 kg und für die letzte Phase ein solches von 5.065 kg. Nach dem im II. Capitel Gesagten hat für uns der zweite Werth Geltung. Zu diesem Gewichte ist noch die Reibung an den Führungsrollen mit 0.195 kg

*) Dieser Werth gilt für horizontal geschichtete Erde. Ist die Schichtung unter $+\rho$ zum Horizont, so wird der Coefficient für M gleich 0.189 resp. 0.165.

**) „Theorie des Erddruckes und der Futtermauern“ von Prof. G. Rebhann, Wien 1871.

pro 1 kg Gewicht also im Ganzen mit 0.987 kg zu addiren. Es betrugen: der Hebelarm des Gewichtes 61 cm, die Länge des Versuchsprisma 50 cm, die Höhe $h = 50$ cm, endlich $\gamma = \frac{1.56}{1000}$ kg pro 1 cm³, man erhält demnach das Moment für die Prismenlänge von 1 cm

$$M = \frac{6.052 \cdot 61 \cdot 1000 \cdot 6}{504 \cdot 1.56} \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma = 0.227 \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma.$$

Das Versuchsmaterial besass den Reibungswinkel $\rho = 34^\circ$, für welchen nach 6 oder nach der Tabelle $\omega = 31^\circ - 51'$ ist. Für den Reibungswinkel zwischen Erde und Wand bestimmte Herr Gobin $\tan \rho_1 = 0.53$ also $\rho_1 = 27^\circ - 55'$. Führt man diese Werthe in Formel 7 ein, so wird

$$M = P \cdot \cos \rho_1 \cdot \frac{h}{3} = 0.225 \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma.$$

Ferner berechnet sich das Moment nach:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Prof. Rebhann} = 0.225 \\ \text{Dr. Weyrauch} = 0.283 \\ \text{Gobin*)} = 0.246 \end{array} \right\} \frac{1}{6} h^3 \gamma.$$

c) Herr Gobin führt einen Versuch an, welcher den Einfluss der Reibung an der Wand bethätigen sollte. Fig. 9 zeigt die Anordnung. Hinter der verticalen Holzwand, welche um eine von ihrem Fusse B um 22 cm entfernte Kante O drehbar war, wurde Sand auf eine Höhe von 50 cm geschüttet.

War die Wand durch Aufkleben von Sand rau gemacht, so befand sie sich noch eben im Gleichgewichte ohne jegliches Gegengewicht; es war somit das linksdrehende Moment des Erddruckes nur wenig kleiner als das rechtsdrehende Moment des Gewichtes der Vorrichtung. Leider ist das Letztere nicht bekannt; behandeln wir jedoch diesen Fall nach unserer Theorie, so sollte sie, falls sie richtig ist, einen wahrscheinlichen Werth für dieses unbekannte Gewicht ergeben.

Für die rauhe Wand ist $\rho_1 \leq \rho$, demnach wird für $\rho_1 = \rho$, wenn man P in eine horizontale und eine verticale Componente zerlegt, das Moment des Erddruckes in Bezug auf O gleich

$$P \cos \rho \cdot \frac{50}{3} - P \sin \rho \cdot 22 = 0.382 C = 0.745 \text{ cmkg},$$

wenn $h = 50$ und $\gamma = \frac{1.56}{1000}$ gesetzt wird. Dieses Moment

ist linksdrehend. Nimmt man den Hebelarm des Gewichtes g der Wand sammt Gestell mit etwa 15 cm an, so ist $15 g > 0.745$ oder $g > 0.05$ kg pro lfd. Centimeter Wandlänge. Nimmt man jedoch für ρ_1 den Werth $27^\circ - 56'$, wie er sich im Falle (2b) für die rauhe Wand ergab, so wird $g = 0.146$ kg. Ein dazwischen liegender Werth von g wird das wahrscheinliche Gewicht ergeben.

Ein ähnliches Resultat würde man auch nach Prof. Rebhann erhalten, wohingegen nach den neueren Theorien mit für diesen Fall horizontal gerichtetem Erddrucke der Umsturz der Wand mit einem bedeutenden Momente erfolgen müsste.

*) Herr Gobin hat auch eine angeblich seinen Versuchen angepasste Theorie veröffentlicht, welche jedoch nicht besonders gut übereinstimmende Resultate liefert.

d) Herr Gobin hat denselben Versuch mit einer glatten Wand wiederholt, für welchen der Reibungswinkel bedeutend kleiner ist. Sofort zeigte sich der Einfluss der kleineren Reibung, indem die Wand sich nicht mehr ohne Gegengewicht im Gleichgewichte erhalten konnte. Im Augenblicke des Umwerfens betrug dieses Gewicht 1.450 kg. Bei der Höhe $AB = 62$ cm,**) der Länge von 47 cm und in Berücksichtigung des früher gefundenen Momentes der Vorrichtung ist das gesammte rechtsdrehende Moment

$$M = \frac{1.45 \cdot 62}{47} + 0.745 = 2.658 \text{ cmkg}.$$

Der Werth von ρ_1 wurde nicht angegeben; stellt man jedoch für das Moment des Erddruckes eine ähnliche Gleichung wie vorhin auf, nämlich

$$M = P \left(\frac{50}{3} \cos \rho_1 - 22 \sin \rho_1 \right)$$

und setzt diesen Werth dem obigen gleich, so erhält man $\rho_1 = 23^\circ - 20'$ ***) somit bedeutend kleiner als ρ . — Beide diese sub b und d beschriebenen Versuche liefern den Beweis, dass in den Formeln für Erddruck die Reibung zwischen Erde und Wand berücksichtigt werden soll.

e) Ebenso beweist der folgende, von Herrn Flament angeführte Versuch, dass der Erddruck bei horizontalem Terrain nicht horizontal gerichtet sein kann. Herr Flament fand nämlich, dass ein leichter hohler Kasten, der um die untere Kante der einen Wand drehbar ist, dem Drucke des hinter der entgegengesetzten Wand horizontal angeschütteten Erdreichs das Gleichgewicht hält, sobald die Breite des Kastens etwas grösser ist als seine Höhe. Aber auch für den Fall, wenn die Breite gleich ist der Höhe würde nach unserer Theorie Gleichgewicht bestehen, solange noch $\cotg \rho_1 \geq 3$ also $\rho_1 \geq 18^\circ - 26'$ ist. Berücksichtigt man noch das kleine Moment des Gewichtes des Kastens, so wird ρ_1 einen noch kleineren Werth annehmen können.

f) Endlich führe ich den im Werke Dr. Winkler's (Neue Erddruck-Theorie, 1872) von ihm ausgeführten Versuch an. Hier war $\rho = 33^\circ - 35'$, $\rho_1 = 29^\circ - 41'$ und der Horizontaldruck ergab sich im Mittel mit $0.115 h^2 \gamma$. Nach meinen Formeln ergibt sich die Horizontal-Componente des Erddruckes mit $0.113 h^2 \gamma$, also in sehr befriedigender Uebereinstimmung mit dem Versuche.

2. Fall $\varepsilon = 0$, α beliebig.

a) Einen Versuch für diesen Fall hat Herr Gobin in folgender Weise angestellt. Ein dreiseitiges Prisma aus Holz (Fig. 10), dessen Querschnitt ein gleichseitiges Dreieck bildet, wurde mit Sand auf eine Höhe $h = 50$ cm hinterfüllt. Die Mittellinie AB war in verticaler Richtung erhalten, damit das Gewicht des Prisma kein Moment um die Kante A äussert. Das Gegengewicht ergab sich für den Augenblick der gänzlichen Aufhebung des Gleichgewichtes mit 1.05 kg. Hierzu ist noch das Gleichgewicht der Schale mit 0.45 und die Reibung an den Rollen mit 0.204 kg zu addiren.

*) Es ist nicht bekannt, ob die Reibung an den Führungsrollen in diesen Werth einbezogen wurde.

**) Diese Höhe, wie auch die Länge des Prisma in Fig. 11 sind im Texte nicht angegeben, sie wurden mir von Herrn Gobin mitgetheilt.

***) Siehe auch Fussnote auf Seite 73, linke Spalte.

Die Länge des Prisma betrug 47 cm, der Hebelarm des Gewichtes 53 cm; es ergibt sich sonach das Moment des Erddruckes eines Prisma von 1 cm Länge mit

$$M = \frac{1.704 \cdot 53 \cdot 1000 \cdot 6}{47 \cdot 50^3 \cdot 1.56} \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma = 0.0591 \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma.$$

Die Wand schliesst mit der Verticalen den Winkel $\alpha = +30^\circ$ ein, ferner ist $\rho = 34^\circ$ wie früher; ρ_1 wurde nicht angegeben, weshalb ich den früher für eine Holzwand bestimmten Winkel $\rho_1 = 27^\circ - 55'$ beibehalte. Für diese Werthe erhalte ich nach Formel 8: $\omega = 44^\circ - 24'$ und nach 9: $P = 0.0832 \cdot C$. Der Hebelarm dieser Kraft in Bezug auf A ist $\frac{h}{3} \cdot \frac{\cos \rho_1}{\cos \alpha}$ und somit das Moment gleich

$$P \cdot \frac{\cos \rho_1}{\cos \alpha} \cdot \frac{h}{3} = 0.0849 \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma.$$

Der Unterschied zwischen diesem Werthe und dem durch den Versuch erhaltenen ist ziemlich bedeutend. Nun ist zu diesem Versuche Folgendes zu bemerken:

Zuvörderst scheint mir in Anbetracht des labilen Gleichgewichtes des Prisma die Erhaltung der Mittellinie AB genau in verticaler Lage fast unmöglich; eine kleine Verrückung von der Verticalen ruft aber ein Moment des Prismengewichtes hervor, welches das Moment des Erddruckes vermindert.

Weiters ist es möglich, dass das Moment des wirklichen Erddruckes gar nicht zur Aeusserung kam, indem gleich nach der ersten minimalen Bewegung des Erdreiches der Umsturz der Wand erfolgte. *) Der Umsturz konnte nämlich durch ein Moment veranlasst werden, welches der Zwischenzeit zwischen der ersten und der letzten Phase der Gleichgewichtsstörung entspricht. Das der ersten Phase, d. i. der Kraft T entsprechende Moment, berechnet sich mit $0.0280 \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma$ und für die letzte Phase erhielten wir oben $0.0849 \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma$. Vergleicht man diese Werthe mit dem durch den Versuch erhaltenen, so zeigt sich wirklich, dass Letzterer zwischen die berechneten Werthe fällt.

Nach Herrn Prof. Rebhann erhält das Moment fast genau denselben Werth wie bei mir. Die neueren Theorien sind bekanntlich für diesen Fall nicht anwendbar.

Herr Gobin erhält nach seiner Theorie einen Erddruck von 15.79 kg, also für die Länge von 1 cm

$$P = \frac{15.79 \times 1000 \cdot 2}{47 \cdot 50^2 \cdot 1.56} = 0.1723 \cdot C$$

und weil der Erddruck horizontal gerichtet ist, so wird das Moment gleich

$$0.1723 \cdot \frac{1}{6} h^3 \gamma$$

somit fast dreimal so gross, als das durch den Versuch erhaltene. Dieses Resultat befriedigt jedoch Herrn Gobin.

b) Einen Versuch des Generals Ardant, der im Mémorial du génie vom Jahre 1848 beschrieben wurde, reproducirt Herr Gobin.

An das Holzprisma D A O E (Fig. 11) lehnt sich ein zweites Holzprisma A B O, dessen Querschnitt in der Weise gebildet wurde, dass der Winkel bei A ein rechter ist, dass die Wand AB mit der Verticalen den Winkel

$$\alpha = -(90 - \rho)$$

*) Es seien hier die eigenen Worte des Herrn Gobin wiedergegeben: „Nous avons trouvé que le prisme commençait à bouger et se renversait ensuite rapidement.“

einschliesst und dass endlich die Schwerlinie OF des Prisma vertical gerichtet ist. Schüttet man nun hinter AB Erdmaterial bis auf die Höhe von B horizontal an, so verbleibt das Prisma im Gleichgewichte — ein Beweis, dass in diesem Falle die Wirkungslinie des Erddruckes die Gerade OE rechts von O schneidet. Das Gleichgewicht war, für den Fall, dass die Wand AB rauh gemacht wurde, derart stabil, dass ein in der Mitte der Kante B aufgehängtes Gewicht Q die Grösse von 3.500 kg erreichen musste, bis der Umsturz des Prisma erfolgte.

Bei diesem Versuche ist $\varepsilon = 0$, $\alpha = -56^\circ$; ferner war $AO = 30$ cm, somit $h = 22.63$, der verticale Abstand zwischen AD und OE = 24.87, der horizontale Abstand des Punktes A von OF = 16.78 cm gleich dem horizontalen Abstände des Punktes B von OF. Endlich betrug die Länge des Prisma 49.5 cm. *) Das Moment von Q ergibt sich

$$M = \frac{3.5 \cdot 16.78}{49.5}$$

für die Länge von 1 cm.

Zerlegt man die unter dem unbekannten Winkel ρ_1 gegen die Normale zu AB geneigte Kraft P in eine horizontale Componente H und eine verticale V, benennt man ferner ihre Hebelsarme in Bezug auf O als Drehungskante mit p' und p'' , so ist das Moment des Erddruckes = $Vp'' - Hp'$. Nun ist für diesen Fall $H = P \sin(\rho - \rho_1)$, $V = P \cos(\rho - \rho_1)$, $p' = 32.413$, $p'' = 5.593$, endlich ist nach (9 a):

$$P = \cotg \rho \cdot \frac{\cos \rho}{\cos \rho_1} \cdot C.$$

Führt man diese Werthe in die Gleichung $M = Vp'' - Hp'$ ein und vergleicht dieses Moment mit dem früher berechneten Momente des Gewichtes Q, so erhält man

$$\tg \rho_1 = 0.53018 \text{ oder } \rho_1 = 27^\circ 56'.$$

So gross müsste also wenigstens der Reibungswinkel für die Wand sein, damit der nach meinen Formeln berechnete Erddruck das Gewicht $Q = 3.5$ kg im Gleichgewichte erhalten könnte.

Bei diesem Versuche war, wie schon erwähnt, die Wand AB rauh gemacht, so dass ρ_1 nicht viel kleiner als ρ sein konnte; das Resultat meiner Berechnung zeigt das wirklich, da $\rho - \rho_1$ bloss $6^\circ 4'$ beträgt.

Die anderen bereits erwähnten Theorien geben kein befriedigendes Resultat; so wird nach Herrn Rebhann (für den günstigeren Fall, wenn $\rho = \rho_1$) $\omega = 90 - \rho$ und $P = 0$ (?), **) das Prisma müsste sonach beim kleinsten Gewichte Q umfallen.

*) Siehe Fussnote S. 71.

**) Auf Seite 330 des erwähnten Werkes des Herrn Prof. Rebhann sind die nachstehenden, auf unsere Bezeichnung umgeformten Formeln angegeben:

$$\tg \omega = \frac{-\sin(2\rho - \alpha) + \sqrt{2 \cos \rho \cdot \frac{\cos(\alpha - \rho)}{\cos \alpha}}}{\cos(2\rho - \alpha)}$$

nach welcher für $\alpha = -(90 - \rho)$ man $\omega = 90 - \rho$ erhält; ferner

$$P = \frac{1}{2} h^2 \gamma \cdot \frac{\cos^2(\rho + \omega)}{\cos(\alpha - \rho) \cos^2 \omega}$$

wonach, wenn man für α und ω die Werthe einsetzt, sich ergibt

$$P = \frac{1}{2} h^2 \gamma \cdot \frac{\cos^2 90}{\cos 90 \cdot \sin^2 \rho} = 0.$$

Nach der neueren Theorie wird für diesen Fall

$$\operatorname{tg}(\alpha + \delta) = \frac{\cot \rho}{\operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\rho}{2} \right)}, \text{ wobei } \alpha + \delta \text{ die Neigung des}$$

Erddruckes gegen den Horizont bezeichnet. Für $\rho = 34^\circ$ wird $\alpha + \delta = 79^\circ - 12'$. Zieht man unter dieser Neigung die Wirkungslinie des Erddruckes, so durchschneidet sie die Linie OF — das Moment des Erddruckes ist linksdrehend und berechnet sich mit $0.0392 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$. Nach der neueren Theorie wäre somit unter keiner Bedingung das Gleichgewicht möglich.

c) Denselben Versuch stellte Herr Gobin nochmals an, nachdem er die Wand AB glatt abhobeln liess. Es zeigte sich, dass sich das Prisma nicht mehr im Gleichgewichte erhalten konnte, dass es jedoch sehr nahe an der Grenze des Gleichgewichtes sich befand, da noch immer eine gewisse Reibung an der Wand stattfand. Dieses Resultat stimmt wieder mit unserer Annahme, denn es lässt sich nach den gegebenen Angaben leicht berechnen, dass das Moment des Erddruckes linksdrehend wird, sobald $\rho_1 < 24^\circ 12'$. *) Den Werth von ρ_1 hat Herr Gobin nicht bestimmt.

Diese zwei Versuche geben uns neuerdings einen Beweis dafür, dass die Richtung des Erddruckes von der Reibung zwischen Erdreich und Wand abhängig ist.

3. Fall. $\alpha = 0$, ε beliebig.

a) Herr Darwin erhielt für den Fall eines unter dem Winkel von 35° abfallenden Erdreichs aus einer Serie von Versuchen den Werth

$$M = 0.146 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma.$$

Für diesen Fall ist $\alpha = 0$, $\varepsilon = -35^\circ$, $\rho = \rho_1 = 37^\circ$ wie früher. Es wird nach Formel 3: $\omega = 25^\circ 32'$ und nach Formel (10: $P = 0.1860 \cdot C$; endlich berechnet sich das Moment

$$M = P \cdot \frac{h}{2} \cdot \cos \rho = 0.134 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$$

somit eine annehmbare Uebereinstimmung.

Nach Rebhann wird $\omega = 26^\circ 47\frac{1}{2}'$ und

$$M = 0.134 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$$

Nach der neueren Theorie würde der Erddruck mit dem Horizonte den Winkel $\delta = -(36^\circ - 22')$ einschliessen, also die Reaction P nach unten gerichtet sein. Das Moment würde sich mit $0.6656 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$ ergeben, somit das Resultat des Versuches mehr als vierfach übersteigen. **)

*) Bemerkenswerth ist die ausgezeichnete Uebereinstimmung zwischen diesem Werthe für ρ_1 , welcher factisch kleiner als $24^\circ 12'$ sein wird, weil das Gleichgewicht nicht mehr bestand, und dem zum Versuche (1 a) ebenfalls für eine gehobelte Holzwand berechneten, welcher sich mit $23^\circ 30'$ ergab.

**) Auf Seite 24 der „Theorie des Erddruckes“ von Herrn Weyrauch findet man für $\alpha = 0$, $\operatorname{tg} \delta = \frac{2 \sin \varepsilon}{K \cos \rho} - \frac{\operatorname{tg} \varepsilon}{K^2}$. Für dasselbe nur dem Zeichen nach entgegengesetzte ε wird auch δ dasselbe nur dem Zeichen nach entgegengesetzt, weil K vom Zeichen des Winkels ε unabhängig ist. Ferner wird nach Seite 25

$$M = P \cdot \cos \delta \cdot \frac{h}{3} = K^2 \cos^2 \varepsilon \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$$

somit für positive oder negative Werthe von ε gleich gross.

b) Eine andere Serie von Versuchen wollte Herr Darwin mit unter dem Reibungswinkel ansteigendem Terrain bei verticaler Wand vornehmen, hat aber vor Allem darauf vergessen, dass die Böschungslänge gross sein müsste, wenn man ein annähernd richtiges Resultat erhalten wollte. Nun hat Herr Darwin den nur 22 cm breiten Kasten (Fig. 12) mit Sand so angefüllt, dass die Böschung BD unter $\varepsilon = +35^\circ$ zum Horizont geneigt war.

Die Höhen AB wurden, zu 1 cm ansteigend, mit 15 bis 23 cm genommen und die diese Serie von Versuchen ausgleichende kubische Parabel ergab

$$M = 0.291 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma.$$

Die Breite des Kastens ist zu klein, als dass man für diesen Fall die Formel (12 a, welche für eine unendlich lange Böschung gilt, verwenden könnte, *) auch haben wir für den Reibungswinkel nicht 35° , sondern 37° einführen müssen. Es stellt sich sonach dieser Fall so dar, als wenn das Erdreich durch die gebrochene Linie BDC abgegrenzt wäre, für welchen Fall ich nach der im VI. Capitel angegebenen graphischen Methode das Moment bestimmt habe. Offenbar muss sich für die kleineren Höhen AB , für welche das Verhältniss der Breite zur Höhe grösser ist, der Coëfficient für das Moment grösser ergeben. Ich erhielt:

$$\text{für } AB = 15 \text{ cm, } M = 0.378 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$$

$$\text{„ „ } = 23 \text{ „ „ } = 0.327 \text{ „}$$

Die zu diesen Versuchen des Herrn Darwin beigegebene Figur zeigt eine genügende Uebereinstimmung der Versuche mit der ausgleichenden Parabel nur für grössere Höhen AB ; für die kleineren Höhen liefert sie zu kleine Werthe, so dass meine durch graphische Construction erhaltenen Resultate mit denen der Versuche bis auf etwa 11 % stimmen.

Es ist noch zweier Versuche zu erwähnen, welche Herr Gobin mit schmalen, zwischen zwei Wände eingeschlossenen Erdprismen zu dem Zwecke veranstaltete, um darzuthun, dass der Druck schmaler Erdprismen nicht viel kleiner ist, als wenn das Erdreich eine grosse Breite besässe.

Bei der Höhe des horizontal abgeglichenen Erdreiches von 50 cm betrug bei diesen zwei Versuchen die Entfernung der Wände blos 11 und 20 cm (Fig. 13). Herr Gobin vergleicht die für die Erhaltung des Gleichgewichtes sich ergebenden Gegengewichte mit dem für den Fall einer grösseren Ausdehnung des Erdreichs erhaltenen Gewichte von 4.365 kg und gelangt zu folgenden Verhältnisszahlen:

$$\text{Breite des Prisma 11 cm: } \frac{3.865}{4.365} = 0.885$$

$$\text{„ „ „ 20 cm: } \frac{4.065}{4.365} = 0.931 \text{ **)}$$

*) Diesbezügliche Versuche können nie befriedigende Resultate liefern, denn, wenn man die Ausdehnung des Erdreichs noch so gross nimmt, so erhält man noch immer zu kleine Werthe für den Erddruck. Es ist deshalb zu verwundern, dass Herr Boussinesq seine für $\varepsilon = \rho$ aufgestellten Formeln mit den Resultaten dieses Versuches in Einklang bringen will.

Herr Darwin kritisirt auf Grund dieser Versuche alle für $\varepsilon = \rho$ aufgestellten Formeln und citirt eine den Versuchen angepasste Näherungsformel, welche nothwendig zu kleine Resultate liefern muss. Für den Fall einer unter 35° in genügender Länge aufsteigenden Böschung erhalte ich nach meinen Formeln $M = 0.420 \cdot \frac{1}{8} h^3 \gamma$.

**) Herr Gobin meint, dass die geringe Abnahme des Erddruckes ihren Grund darin findet, dass der Fall eines schmalen Erdprisma so

Aehnlich wie den vorigen Fall (3b) habe ich auch diese Fälle graphisch behandelt und erhielt die nachstehenden Verhältnisszahlen:

$$\text{Breite des Prisma 11 cm: } \frac{183}{225} = 0.813$$

$$\text{" " " 20 cm: } \frac{216}{225} = 0.956$$

Diese Resultate sollten uns belehren, meint treffend Herr Gobin, wie vorsichtig wir bei Ausfüllung hohler Pfeiler oder der Zwischenräume zwischen Stirnmauern zu Werke gehen sollen.

Die im V. Capitel gegebenen Vergleiche scheinen mir genügend zu beweisen, dass die meiner Theorie zu Grunde gelegten Annahmen zulässig sind, da die Versuche mit den Resultaten dieser Theorie entweder ganz genau oder mit grosser Annäherung übereinstimmen. Sie zeigt auch für gewisse, noch zu besprechende Fälle eine gute Uebereinstimmung mit der Theorie von Prof. Rebhann, hingegen liess sich keinem der besprochenen Versuche die neuere Theorie anpassen. Die vorgeführten Versuche zeigen ferner, dass Grösse und Richtung des Erddruckes von der Reibung zwischen Erde und Wand abhängig sind, entgegen allen Theoretikern, welche diese Abhängigkeit nicht zugeben wollen.

VI. Graphische Constructionen.

Im Nachfolgenden ist eine meiner Theorie angepasste graphische Construction erörtert, welche für beliebige Begrenzung des Terrains, wie auch für beliebig gestaltete Wände gilt.

Betrachtet man das vor Allem durch eine ebene Wand AB begrenzte Erdreich $BC_1C_2\dots$ (Fig. 14), für welches ρ und γ gegeben sind, so ergibt sich die Construction wie folgt:

Vorerst ist dasjenige Gleitprisma ausfindig zu machen, für welches die zur Gleitebene parallel wirkende Kraft T den grössten Werth erhält. Zu diesem Zwecke wähle man auf der Curve beliebige Punkte $C_1, C_2, C_3\dots$, so dass die einzelnen Curvenstücke annähernd als gerade betrachtet werden können, und bestimme die auf eine gemeinschaftliche Basis b reducirten Flächeninhalte der Keile $BAC_1, C_1AC_2\dots$. Betrachtet man die Ebenen $AC_1, AC_2\dots$ als Gleitebenen, und die zwischen ihnen und der Wand AB eingeschlossenen Keile als Gleitprismen, so ist das Gewicht, oder eigentlich der diesem Gewichte proportionale reducirte Flächeninhalt jedes Keils in eine zur Gleitebene des Keils parallele und in eine mit der Gleitebene den Winkel $90-\rho$ einschliessende Componente U zu zerlegen. Um die jeweilige Richtung von U auf die einfachste Weise zu bestimmen, ist es geboten, von irgend einem Punkte a der natürlichen Böschung AD einen durch den Fusspunkt A der Wand durchgehenden Kreis zu verzeichnen, welcher die Horizon-

vorliegt, als wenn man es mit einem belasteten Erdreiche zu thun hätte. Ist nämlich in Fig. 13 AF die Richtung der Gleitfläche für horizontales Terrain, welches in FG abgeglichen wäre, so betrachtet Herr Gobin das Prisma $BDFG$ als Belastung und rechnet darnach den Erddruck. Nun übersieht Herr Gobin, dass die Wand bis B und nicht bis G reicht, dass hier also wirklich der Fall eines nach BDF abgegrenzten Terrains vorliegt. Dass die Ansicht des Herrn Gobin nicht richtig ist, beweisen schon die grossen Unterschiede, im Winkel ω , welchen ich für diese zwei Fälle mit $19\frac{1}{2}^\circ$ und 26° erhielt, gegenüber dem Werthe von $31^\circ 51'$ für den breiten Erdkörper.

tale AO in einem Punkte O treffen möge. Verlängert man die betrachtete Gleitfläche, z. B. AC_3 , bis sie die Peripherie des Kreises in c_3 trifft, so bestimmt Oc_3 die Richtung von U , welche dieser Gleitebene entspricht. Trägt man nun auf der Verticalen in O die den Flächen der Keile proportionalen Strecken $O1, 12, 23\dots$ auf und führt von den Punkten $1, 2\dots$ Parallele zu $AC_1, AC_2\dots$, bis zum Durchschnitt mit $Oc_1, Oc_2\dots$, so stellen die Längen $1b_1, 2b_2\dots$ den Kräften T proportionale Grössen dar. Um weiters das Gleitprisma mit der grössten Kraft T zu finden, ziehe man von den Punkten $1, 2\dots$ Horizontale und trage auf ihnen $1d_1 = 1b_1, 2d_2 = 2b_2\dots$. Verbindet man die Punkte d durch eine continuirliche Curve, so bestimmt die an sie vertical geführte Tangente den Berührungspunkt d_m und die Horizontale md_m stellt die grösste Kraft T dar. Um die dieser Kraft entsprechende Gleitebene zu finden, suche man den Punkt C_m so zu bestimmen (eine schätzungsweise Bestimmung wird genügen), dass der Keil C_4AC_5 , innerhalb welchen die gesuchte Gleitfläche zu liegen kommt, durch AC_m in demselben Verhältnisse getheilt wird, in welchem der Punkt m die Länge 45 theilt. AC_m ist dann die gesuchte Gleitebene und Oc_m die zugehörige Richtung von U .

Jetzt ist das Gewicht des Gleitprisma BAC_m , oder die diesem Gewichte entsprechende Strecke Om in zwei Componenten P und R so zu zerlegen, dass P mit AB den Winkel $90-\rho_1$ und R mit AC_m den Winkel $90-\rho$ einschliessen. Zieht man somit von m aus eine Gerade, deren Richtung mit der Wand den Winkel $90-\rho_1$ einschliesst (vorausgesetzt dass $\rho_1 < \rho$) bis zum Durchschnitt b_m mit Oc_m , so stellt der Abschnitt mb_m die Richtung und seine Länge eine dem Erddruck P proportionale Grösse dar, aus welcher der wirkliche Werth des Erddrucks durch Multiplication mit $b\gamma$ erhalten wird. Zieht man noch durch den Schwerpunkt $S^*)$ des Gleitprisma BAC_m eine Parallele zu AC_m , so bestimmt ihr Schnittpunkt J mit AB den Angriffspunkt des Erddrucks.

Diese Construction ist viel allgemeiner als andere bekannte Constructionen, welche nicht in allen Fällen ein Resultat liefern.

Nach mehreren auf diese Weise durchgeführten Beispielen zu urtheilen, lässt sich die Lage der Gleitebene auf 1 bis $1\frac{1}{2}^\circ$ genau bestimmen, wonach sich die Grösse von P mit einer für die Praxis vollkommen genügenden Genauigkeit ergibt. Die Breiten CC der Keile sind so zu wählen, dass sich die Curve d bestimmt verzeichnen lässt; es ist deshalb angezeigt, in der Gegend, wo man die Lage der Gleitebenen vermuthet, diese Breiten kleiner zu wählen. Es lässt sich die Krümmung der Curve d und somit die Genauigkeit der Bestimmung des Tangirungspunktes d_m dadurch bedeutend vergrössern, dass man die Längen $1d_1, 2d_2\dots$ auf den entsprechenden Horizontalen doppelt oder dreifach aufträgt. In Fig. 15 wurden diese Längen doppelt aufgetragen.

Ist das Erdreich durch zwei Gerade begrenzt, wie z. B. in dem in Fig. 15 dargestellten, öfters vorkommenden

*) Die Bestimmung des Schwerpunktes erfolgt mittels zweier Seilpolygone, welche auf Grund des Kräftepolygons O zu verzeichnen sind.

Falle, so kann noch eine Vereinfachung dadurch erzielt werden, dass man zur Reduction der Flächen der Keile die halbe Länge AC_1 als Basis wählt. Ist noch BC_1 unter einem nicht viel kleineren Winkel als ρ geneigt, so fällt die Gleitebene rechts von AC_1 ; dann kann man ABC_1 als den ersten Keil betrachten und nur rechts von AC_1 entsprechend schmale Keile annehmen. Die Flächen des zwischen AB und AC_1 einerseits, und der zwischen AC_2 , AC_3 und AC_1 andererseits eingeschlossenen Keile sind dann den senkrecht zu AC_1 gemessenen Höhen proportional, aus welchen direct das Kräftepolygon O gebildet wird, so zwar, dass $O1 = Ba_1$ und beispielsweise $1, 3 = C_3 a_3$ wird. Auch die Auffindung des Punktes C_m wird einfacher; es ist nämlich C_m derjenige Punkt der horizontalen $C_1 C_2 \dots$, welcher von AC_1 die senkrechte Entfernung $1m$ besitzt. Endlich unterliegt auch die Bestimmung des Schwerpunktes für das Viereck $ABC_1 C_m$ keiner Schwierigkeit.

Bildet die Begrenzung des Erdreichs eine einzige Gerade, so wird die Construction noch einfacher; hierbei ist die halbe Wandlänge als Reductionsbasis für die Flächen der Keile zu wählen.

Ist die Wand gekrümmt oder polygonal, so bleibt das Verfahren zur Auffindung der Gleitebene genau dasselbe, indem der erste Keil durch die gekrümmte Wand begrenzt erscheint, nur in Bezug auf die Richtung und die durch sie bedingte Grösse des Erddruckes muss noch Einiges bemerkt werden.

Sei in Fig. 16 die Wand durch zwei Ebenen AB_1 und $B_1 B_2$ begrenzt, so würden sich die Angriffspunkte der auf diese Ebenen als Elemente der Wand wirkenden Drucke derart ergeben, dass i_2 von B_1 annähernd um ein Drittel der Länge $B_1 B_2$ entfernt zu liegen kommt, i_1 hingegen annähernd in die Hälfte von AB_1 fällt. Zieht man die Geraden $i_1 k$ und $i_2 k$ so, dass sie mit den Normalen der Wandelemente in der, in der Figur angedeuteten Weise den Winkel ρ_1 (oder ρ falls $\rho_1 > \rho$) einschliessen, so bestimmen diese Geraden die Richtungen der Elementardrucke *) in ihrer richtigen Lage. Die Verbindungslinie ihres Durchschnittspunktes K mit dem auf bekannte Art gefundenen Angriffspunkte J bestimmt die Richtung und Lage des Erddruckes.

Bei gekrümmten, oder durch mehr als zwei Ebenen begrenzten Wänden führt folgendes Verfahren rasch zur angenäherten Bestimmung der Richtung des Erddruckes: Man verbinde die Endpunkte A und B (Fig. 17) der gekrümmten Wand durch eine Gerade, bestimme auf ihr den um ein Drittel der Länge AB von B entfernten Punkt a , ziehe ab parallel zur Gleitebene AC und verbinde A mit b . Eine mit der Normalen zu ab in entsprechendem Sinne den Winkel ρ_1 einschliessende Gerade bestimmt die Richtung des Erddruckes. Sonst ist für diese Richtung auch das in der Anmerkung zu Cap. IV Gesagte zu beachten.

Ist das Erdreich gleichmässig über die ganze Böschung belastet, so bleiben die Constructionen ungeändert, nur ist im Endresultate γ_1 (nach Formel 13) statt γ einzuführen.

*) Sollte auch die Grösse der Elementardrucke bestimmt werden, wie dies z. B. bei Gewölben der Fall ist, so kann man in der üblichen Weise vorgehen. Hierbei kann für alle Neigungen der Wandelemente dieselbe Figur benützt werden.

Die Bestimmung des Angriffspunktes des Erddruckes unterliegt nach dem für diesen Fall vorhin beschriebenen Verfahren keiner Schwierigkeit.

Ist endlich nur ein Theil des Erdreichs belastet, z. B. das Planum in Fig. 15, so ist zu den Gewichten der unter dem Planum befindlichen Keile das entsprechende Gewicht der Belastung zu addiren. Bei der Bestimmung des Schwerpunktes des Gleitprisma muss die Belastung in der angegebenen Weise berücksichtigt werden.

VII. Zulässigkeit der Theorie in der Praxis.

Die in den vorangehenden Capiteln behandelte Theorie ist den directen Versuchen so angepasst, dass ihre Resultate mit jenen der Versuche in allen Fällen übereinstimmen. Nun fragt es sich, ob der nach dieser Theorie berechnete Erddruck, der nicht einem Zustande der Ruhe des drückenden Materials, sondern einem Gleichgewichtszustande entspricht, der sich nach einer wirklich eingetretenen Bewegung oder auch nach der Aeusserung der Tendenz zu einer Bewegung ausgebildet hat, auch wirklich derjenige Erddruck ist, den wir zur Berechnung der Stützmauern- und Pfeilerstärken, noch mehr aber zur Bestimmung der auf das Gewölbe ausgeübten Drücke einführen dürfen. Es kann nämlich der Einwand gemacht werden, dass für den Fall, wenn sich im Erdreiche keine Tendenz zur Bewegung zeigt, der Druck vielleicht grösser wird. Dem ist Folgendes zu entgegnen:

Es kommen in der Praxis kaum Fälle vor, in denen das Bauwerk in einer absoluten, ununterbrochenen Ruhe sich befände. Zuerst ist es das Setzen und theilweises Nachgeben des Mauerwerks, welches eine wirkliche, wenn auch äusserst kleine Bewegung des Erdreichs zur Folge haben wird; ferner sind es zeitweise Stösse und Erschütterungen, denen die meisten den Erddruck erleidenden Bauwerke unterworfen sind — jeder Stoss ruft eine Tendenz zur Bewegung hervor. Man kann deshalb annehmen, dass jedes drückende Erdreich eine Bewegung oder eine Tendenz hiezu äussert und ist dies der Fall, so entsteht ein Druck, wie ihn die Formeln meiner Theorie liefern, was durch die Uebereinstimmung mit den Versuchen genügend erwiesen ist.

Einen weiteren Beweis für die Zulässigkeit meiner Theorie für die Berechnung der Futtermauern finde ich in der Schlussfolgerung, zu welcher Dr. Winkler auf S. 115 seines Werkes *) gelangt, und welche lautet:

„Somit kann es sich offenbar zum Zwecke der Bestimmung der Stärke der Futtermauern nicht darum handeln, den ersten Zustand des Gleichgewichtes zu kennen, sondern den letzten, bei welchen eine schädliche Bewegung der Mauer eintritt.“

Andere Ingenieure theilen ebenfalls diese Ansicht. **)

Es dürfte somit meine Theorie keinesfalls zu kleine Resultate ergeben umsomehr, da die durch das Setzen des Materials mit der Zeit sich herausbildende Cohäsion den Druck des Erdreichs noch namhaft vermindern wird. So erhielt Herr Darwin bei dem mit $1a$ bezeichneten Versuche für lose geschüttetes Material das Moment des Erdreichs mit $0.180 \cdot \frac{1}{2} h^3 \gamma = 0.252 \cdot \frac{1}{2} h^3$, für $\gamma = 1.40$; wurde dasselbe

*) Neue Theorie des Erddruckes, Wien 1872.

**) Siehe z. B. Fussnote S. 66.

Material gestampft, so vergrösserte sich γ auf 1.55 und der Versuch ergab $M = 0.132 \cdot \frac{1}{2} h^3 \gamma = 0.205 \cdot \frac{1}{2} h^3$, es verhielten sich somit die Drücke für gestampftes und lockeres Material wie $\frac{205}{252} = 0.81$.

Dagegen ist es einleuchtend, dass die Resultate der neueren Theorien, welche den Druck eines in Ruhe befindlichen Erdreiches bestimmen, sich nicht dem wahren Werthe des Erddruckes nähern, und daher für die Praxis zumeist unbrauchbar sind. Abgesehen davon, dass die neueren Theorien in den wichtigsten, bei der Berechnung von Stützmauern vorkommenden Fällen nicht zulässig sind, ergeben sie sogar in manchen Fällen ihrer Zulässigkeit Mauerstärken, welche das praktische Gefühl als unmöglich bezeichnet*) und deshalb zu dem in der Einleitung gemachten Ausspruche berechtigen, dass die älteren Theorien, welche ebenfalls eine Tendenz zur Bewegung voraussetzen, mit den Versuchen besser übereinstimmende Resultate liefern. Selbst Dr. Winkler sagt dies auf S. 116 seines vorhin citirten Werkes mit den Worten:

„Mohr meint, dass die neue Theorie bei der von uns angenommenen Beschränkung einen ausserordentlich geringen praktischen Werth haben würde. Der Verfasser (nämlich Dr. Winkler) ist von diesem geringen praktischen Werthe wirklich auch überzeugt; er legt der neuen Theorie hauptsächlich auch nur einen wissenschaftlichen Werth bei“.

VIII. Druck der Wand gegen das Erdreich — passiver Erddruck.

Es wurde blos der vom Erdreich ausgeübte, oder der sogenannte active Erddruck in Betracht gezogen. Die Versuche des Herrn Forchheimer geben zwar einigen Aufschluss darüber, wie sich in dem einem Drucke von Aussen widerstehenden Erdreiche die Gleitfläche herausbildet, sie sind jedoch unzureichend, um als Grundlage zur Bildung einer Theorie zu dienen. Directe Messungen des Widerstandes der Erde wären wünschenswerth.

IX. Praktische Verwendung der Theorie.

Um in jedem gegebenen Falle zum Werthe des Erddruckes zu gelangen, kann man entweder die Rechnung oder die graphische Construction verwenden.

Den rechnerischen Weg kann man nur dann gebrauchen, wenn das Erdreich durch eine einzige Ebene begrenzt ist und die Wand eben ist. Hiezu dienen die Formeln (3 bis (13, deren Verwendung keiner weiteren Besprechung bedarf. Für die Bestimmung von ω lassen sich zwar Näherungsformeln aufstellen, die ich jedoch nicht anführe, da ich die Erfahrung gemacht habe, dass man zu einem praktisch genauen Werthe von ω schneller und einfacher gelangt, wenn man ihn aus Gleichung (3 versuchsweise bestimmt.

Was die graphische Construction anbelangt, so ist zu dem im VI. Capitel Gesagten noch Folgendes zu bemerken:

Man gelangt durch die angegebenen Constructionen in jedem Falle zu einem Resultate, mit Ausnahme jener Fälle, in welchen das Erdreich unter dem Reibungswinkel oder einem wenig kleineren Winkel in unendlicher

*) In dem vorerwähnten Werke ist auf S. 116 dargestellt, dass Stützmauern für unter dem Reibungswinkel aufsteigendes Terrain sich schwächer ergeben, als für horizontale Begrenzung des Terrains.

Länge ansteigt und wenn gleichzeitig die Wand nach Innen oder nur wenig nach Aussen geneigt ist. Es wird nämlich das Kräftepolygon $O m$ (Fig. 14) sehr lang und erreicht für $\varepsilon = \rho$ eine unendliche Länge. Zum Glück kommt letzterer Fall in der Praxis gar nicht vor; aber auch der Fall, dass für ε nur wenig kleiner als ρ die Böschungslänge sehr gross wird, ist ausgeschlossen, weil Böschungen von grosser Länge eine flachere Anlage erhalten und ausserdem meistens, wenn auch in grösserer Höhe, durch ein Plateau begrenzt sind, welcher Fall ohne Weiters mittels der graphischen Construction behandelt werden kann.

Zum Schluss sei noch erwähnt, dass für horizontales oder abfallendes Terrain (also $\varepsilon \geq 0$) bei verticaler oder nach Innen geneigter Wand (also $\alpha \geq 0$) die Resultate meiner Theorie mit denen der Theorie des Prof. Rebhann so gut übereinstimmen, dass man für diese Fälle die einfacheren graphischen Constructionen, wie sie Prof. Rebhann in seinem Werke anführt, mit Vortheil verwenden kann. Die Rechnung würde sich jedoch kaum einfacher gestalten.

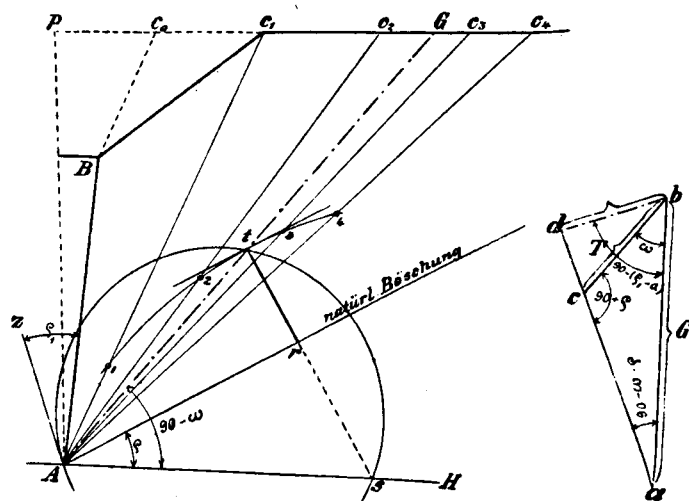
Für die übrigen Fälle, in denen ε positive, oder α negative Werthe annehmen, differiren die Resultate beider Theorien.*)

K. Skibinski.

Lemberg, im December 1884.

* * *

Für die vorstehend entwickelte Theorie lässt sich leicht eine vereinfachte graphische Construction zur Bestimmung der Lage der Gleitfläche und der Grösse des Erddruckes ableiten, welche für die Zwecke der praktischen Anwendung ausreichende Genauigkeit bietet. Wir theilen dieselbe, einem Wunsche des Herrn Autors obigen Aufsatzes entsprechend, hier mit.



Denkt man sich durch den Fusspunkt A der Wand in dem mit beliebig gestalteter Oberfläche versehenen Erdkörper eine Ebene AC gelegt, so kann das Gewicht des über dieser Fläche lagernden Keiles in die zwei Com-

*) Beispielsweise erhalte ich für $\rho = 34^\circ$, $\varepsilon = 0$ und $\alpha = -45^\circ$, -50° und -56° , nach Formel 299 des Prof. Rebhann für ω die Werthe $32^\circ 47'$, $37^\circ 46'$ und 56° ; nach meinen Formeln ergibt sich ω annähernd mit $7^\circ 50'$, $4^\circ 30'$ und 0° .

Ferner ist für dasselbe ρ bei $\alpha = 0$ und $\varepsilon = +24^\circ$ nach Herrn Rebhann $\omega = 54^\circ 24'$, nach meinen Formeln $\omega = 39^\circ 1/2'$ u. s. w.

ponenten T und U zerlegt werden, von welcher die erstere parallel zur Fläche AC , die letztere unter dem Reibungswinkel ρ gegen die Normale auf dieselbe wirkt. Die Richtungen beider Kräfte schliessen sonach den Winkel $90 + \rho$ ein, also einen Winkel, der von der Lage der Fläche AC unabhängig ist.

Die Kräftezerlegung ist in dem Kräftedreiecke abc durchgeführt. Letzteres kann aber auch so gezeichnet werden, dass die das Gewicht G des Erdprisma's repräsentirende Seite ab vom Fusspunkt A aus auf der Linie AC aufgetragen wird; es fällt dann die Seite ac in die natürliche Böschung und die die Kraft T darstellende Seite bc wird vertical. Berücksichtigt man nun noch, dass nach obiger Theorie in jener Fläche thatsächlich das Gleiten eintritt, für welche die Parallelkomponente T den grössten Werth annimmt, so ergibt sich unschwer die Richtigkeit der in nebenstehender Figur angedeuteten Construction.

Man ziehe durch den Fusspunkt A einige beliebige Strahlen $AC_1 AC_2 \dots$ und trage auf denselben Strecken

$A1, A2 \dots$ auf, welche den Sectorflächen $ABC_1 ABC_2 \dots$ proportional sind. Ist die Oberfläche geradlinig, so können einfach die Abstände der Schnittpunkte $C_1 C_2 \dots$ von dem Punkte C_0 als Längen auf den Sectorstrahlen aufgetragen werden. Die erhaltenen Punkte 1, 2, 3 \dots verbinde man durch eine Curve und lege an dieselbe eine Tangente parallel zur natürlichen Böschung. Man findet dadurch den Tangirungspunkt t , der die Lage der Gleitfläche AG bestimmt. Um die Grösse des Erddruckes zu erhalten, hat man im Kräftepolygon die Linie bd zu ziehen, welche mit der Normalen zur Wand den Reibungswinkel ρ_1 bildet, also mit der Verticalen den Winkel $90 - (\rho_1 - \alpha)$. Es ist sonach die Linie tr unter diesen Winkel zu At anzutragen, was am einfachsten mit Hilfe des Punktes s geschieht, der sich als Schnitt eines durch A und t tangential an die Linie Az gelegten Kreises mit der Horizontalen AH ergibt. Zieht man noch $Ap \perp$ auf C_0G , so bestimmt sich der Erddruck aus $E = \frac{1}{2} \gamma \cdot \bar{tr} \cdot \bar{Ap}$.

M.

Die Entstehung und der Verlauf von Hochfluthen.

Von Otto Lueger.

Die folgende Abhandlung sucht darzustellen, in welcher Zeit und Menge sich aus angenommenem Regenfälle die Wasserabströmungen von den Gebirgshängen gegen die Stromrinne eines Flussgebietes entwickeln, und wie die im Thalwege zusammenkommenden Fluthen weiter thalabwärts gelangen. Diese Darstellung ist gegeben in der ersten und in der zweiten Abtheilung; die erste Abtheilung behandelt den Abfluss der Wässer von den Hängen gegen die Stromrinne, die zweite Abtheilung bespricht die Entwicklung der Hochfluth und das Fortschreiten der Fluthwelle. Es wird auf Grund derselben empirischen Gesetze und sonstigen Voraussetzungen, welche allgemein bei Berechnung von Wassermengen, Wasserquerschnitten etc. in der praktischen Hydrodynamik Verwendung finden, vorgegangen und es resultiren dabei Formeln, welche eine rechnungsmässige Behandlung des vorwüflichen Gegenstandes gestatten.

Dass bei den Untersuchungen die gegen den Thalweg geneigten Flächen als Ebenen und in ihrer äusseren Beschaffenheit als homogen angesehen werden und die Wasserabströmung von den Hängen als auf der zur Stromrinne Senkrechten erfolgend betrachtet wird, ist die Folge meines Wunsches, möglichst einfache und übersichtliche Beziehungen zu geben. Von demselben Wunsche war ich bei Aufstellung der in Gleichung (2), Abtheilung 1, verwendeten empirischen Formel für den Reibungswiderstand bei kleinen Geschwindigkeiten geleitet; ich will damit nicht bestreiten, dass es vielleicht allgemeiner — oder, wie Mancher zu sagen pflegt, wissenschaftlicher — gewesen wäre, statt der ersten Potenz von h in dem Werthe von v zu setzen $h^{\frac{m}{n}}$ z. B. $h^{\frac{15}{16}}$ oder dergl.; ebenso hätte statt der ebenen Fläche ab das Flächenelement eingeführt werden können; an der durch die Rechnung gewonnenen Basis wäre aber dadurch nichts geändert worden, und auch das Resultat bliebe im Wesent-

lichen — abgesehen von den grösseren Complicationen des Formel-Apparates — dasselbe.

Aus gleichen Rücksichten musste ich in der zweiten Abtheilung auf die allgemeine Lösung der dort gestellten Aufgabe verzichten; damit jedoch Jenen, welchen eine solche Lösung willkommener wäre, Genüge geleistet ist, habe ich dieselbe in der Hauptsache angedeutet und in der Abtheilung 3 eine einfache Methode zum Vollzuge der Integration der resultirenden Differentialgleichung angegeben. Weitere Erläuterungen zum Rechnungsverfahren sind jeweils an dem betreffenden Orte geboten.

Nicht die Schwierigkeiten der Rechnung, sondern die Erfahrung, dass der Praktiker, welcher keine Zeit hat, wochenlang eine solche Aufgabe zu studiren, nur einfache Resultate benützt, bestimmte mich zu diesem Vorgehen. Es wäre nämlich mein herzlichster Wunsch, wenn von meiner Arbeit in der Praxis Gebrauch gemacht würde, wodurch mir dann wesentliches Material zu eigener Belehrung geboten werden könnte. Im Uebrigen hege ich die Hoffnung, dass die Formeln ihren Zweck, in der den Ingenieuren verständlichen mathematischen Sprache ein klares Bild von allen auf die Entwicklung und den Verlauf der Hochwässer bezüglichen Verhältnissen zu geben, erfüllen.

Um zu zeigen, wie die gefundenen Formeln zu verwenden sind, habe ich neben anderen, schon in der ersten und zweiten Abtheilung enthaltenen Beispielen in der dritten Abtheilung einen Flusslauf von bestimmter Gestalt und Beschaffenheit einer numerischen Behandlung unterzogen. Im vierten Abschnitte endlich ist die Uebereinstimmung meiner Formeln mit der Erfahrung nachzuweisen versucht. Zu dem letzteren Zwecke habe ich ausschliesslich das Werk von Belgrand: „La Seine, études hydrologiques, Paris, Dunod, 1872“ benützt, obschon mir auch viele andere, näher gelegene Beispiele zu Gebote gestanden hätten; es geschah dies, um den Leser nicht auf verschiedene zerstreute Ab-

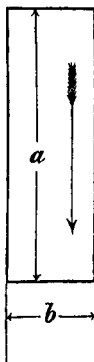
handlungen, oder gar — wenn es sich um noch nicht veröffentlichte Erfahrungen handelt — auf Treu und Glauben verweisen zu müssen. Meines Wissens existirt eine andere, ebenso umfassende und klare hydrologische Studie, wie jene von Belgrand nicht.

Es bedarf wohl kaum des Hinweises, dass ähnliche Abhandlungen über denselben Gegenstand schon von verschiedenen Fachgenossen veröffentlicht worden sind, dass ich aber keine derselben dieser durchaus eigenen Arbeit unterlegt habe, um deren freundliche und nachsichtige Aufnahme ich bitte.

1. Der Ablauf des Wassers von den Hängen gegen die Stromrinne.

In jedem Niederschlagsgebiete sammeln sich nach anhaltendem Regen die von den Gehängen abfliessenden Oberflächenwässer an den tiefsten Stellen der Thäler, dem sogenannten Thalwege, an, und bilden daselbst die mehr oder weniger mächtigen Hochfluthen der offenen Gewässer. Die Gefälle, welche sich für den Abfluss des Wassers nach dem Thalwege ergeben, sowie die mehr oder weniger rauhe, das Fliessen des Wassers aufhaltende Beschaffenheit der Bodenoberfläche, bestimmen die Geschwindigkeit sowohl als auch die Zeitdauer für das Verweilen des aus der Atmosphäre condensirten Wassers auf der innerhalb einer gewissen Zeit (t) durch constanten Niederschlag gespeisten Terrainfläche. Um über den Verlauf des Wassers ein deutliches Bild zu erhalten, wird die folgende theoretische Untersuchung zu ermitteln haben, wie sich bei bestimmtem Widerstande für den Wasserablauf auf einer ebenen Fläche und bei constantem Niederschlage die auf der Fläche verbleibende und die bei poröser Fläche infiltrirende Wassermenge zu der ablaufenden verhält.

Fig. 1.



Es sei:

a die Länge des rechteckig gedachten Niederschlagsgebietes;
 b die Breite " " " "

α das Gefälle pro Längeneinheit in der Richtung von a ;

h die Wasserhöhe auf dem Flächenstreifen ab zur Zeit t ;

Q die in jeder Secunde auf die Fläche ab fallende Niederschlagsmenge;

V die in jeder Secunde in den Boden gleichmässig versickernde Wassermenge, bezogen auf die Fläche ab ;

q die von der Fläche ab in jeder Secunde abfliessende Wassermenge.

Dann besteht, sofern von Verdunstung und Absorption durch die Pflanzen abgesehen wird, was bei anhaltendem Regen ohne erheblichen Fehler zulässig ist, die fundamentale Beziehung:

$$(1) \quad (Q - V - q) \cdot dt = a \cdot b \cdot dh,$$

welche besagt, dass die im Zeitelemente auf der Fläche ab sich ansammelnde Wassermenge $a \cdot b \cdot dh$ gleich ist der im Zeitelemente auffallenden Regenmenge $Q \cdot dt$, weniger der Infiltrationsmenge $V \cdot dt$ und der Abflussmenge $q \cdot dt$.

Die in einem Niederschlagsgebiete fallende Regenmenge pflegt durch die sogenannten Regenmesser festgestellt

zu werden und diese Instrumente gestatten bei guter Anordnung und richtiger Vergleichung ihrer Höhenlagen ein der Wahrheit sehr nahekommendes Maass von Q . Bei bekannter Terrainbeschaffenheit lässt sich ebenso die in den Boden versickernde Wassermenge V feststellen, wenn schon mit etwas mehr Schwierigkeiten und nur durch Versuche.

Sobald aber diese zwei Factoren bekannt sind, bedarf es zur Auflösung von Gleichung (1) nur noch des analytischen Ausdruckes für die oberflächlich abfliessende Wassermenge q , welche wir im Folgenden zunächst festzustellen suchen.

Für den Abfluss des Wassers steht die ganze Oberfläche $a \cdot b$ zur Verfügung; da sich derselbe im Sinne unserer Voraussetzung in der Richtung von a vollzieht, ist der für das Oberflächenwasser zu Diensten stehende Wasserquerschnitt zu beliebiger Zeit $= b \cdot h$ und, weil die Höhe des Wasserstandes gegenüber der Breite b verschwindend klein

ist, die mittlere hydraulische Tiefe $\frac{F}{p} = h$, unter $F = b \cdot h$

den Wasserquerschnitt, $p = b$ den benetzten Umfang verstanden.

Bei der gleichförmig permanenten Bewegung des Wassers in Gerinnen, in welchen der Wasserspiegel auf der ganzen Länge mit der freien atmosphärischen Luft in Berührung steht, besteht die bewegende Kraft überwiegend nur in der Schwere. In dem vorliegenden Falle dürfte zwar auch der Stoss des auffallenden Regens und der Einfluss des Windes etc., zur Geltung kommen; man kann jedoch die Arbeit dieser Kräfte nicht bemessen und muss deshalb auf ihre Einführung in die Rechnung, welche, wie alle hydraulischen Rechnungen, nur annähernd genau durchgeführt werden kann, verzichten. Nehmen wir dementsprechend an, dass die bewegende Kraft der Schwere und der Reibungswiderstand R' pro Flächeneinheit auf der Längeneinheit die gleiche Arbeit leisten, und dadurch einen augenblicklich gleichförmigen Beharrungszustand in dem Ablaufe des Wassers ermöglichen, so muss sein:

$$F \cdot \gamma \cdot \alpha = R' \cdot p$$

wobei γ das Gewicht der Kubikeinheit Wasser und p den benetzten Umfang des Wasserquerschnittes F bezeichnen. Wir haben, mit Rücksicht auf den oben angegebenen Werth

$$\text{von } \frac{F}{p} = h:$$

$$R' = \gamma \cdot h \cdot \alpha$$

Der Reibungswiderstand R' pro Flächeneinheit ist anderseits proportional der Rauigkeit der Fläche und der Geschwindigkeit v des darüber hinwegströmenden Wassers. Wenn die letztere, wie in dem vorliegenden Falle, eine sehr geringe ist, so kann $R' = \gamma \cdot \kappa_1 \cdot v$ gesetzt werden, wobei κ_1 einen empirischen, der Rauigkeit etc., Rechnung tragenden Coefficienten bezeichnet. Verwendet man diesen Werth von R' für die früher gefundene Beziehung, so ergibt sich für die Geschwindigkeit v des oberflächlich abfliessenden Wassers:

$$v = \kappa \cdot h \cdot \alpha$$

mit $\kappa = \frac{1}{\kappa_1}$ als neuem empirischen Coefficienten.

Hiernach berechnet sich die im Zeitelemente dt von dem Niederschlagsgebiete ab offen abfliessende Wassermenge $q \cdot dt$ zu:

$$(2) \quad q \cdot dt = F \cdot v \cdot dt = x \cdot b \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot dt$$

Bei Bestimmung der Infiltrationsmenge V ist zunächst festzuhalten, dass dieselbe wächst mit zunehmender Porosität des Bodens und mit der Höhe des über demselben stehenden Wasserkörpers. Die letztgenannte Höhe ist immer eine kleine, höchstens einige Centimeter betragende; man wird deshalb die entsprechende Infiltrationsmenge einfach proportional h annehmen dürfen. Bezeichnet nun φ den Porositäts-Coëfficienten (welcher = 0 wird für undurchlässigen Boden), so ist die Infiltrationsmenge im Zeitelemente nach den ebengedachten Voraussetzungen:

$$(3) \quad V \cdot dt = \varphi \cdot a \cdot b \cdot h \cdot dt$$

Durch Einsetzen der in Gleichung (2) und (3) gefundenen Werthe von $V \cdot dt$ und $q \cdot dt$ in Gleichung 1 wird:

$$(4) \quad dt = \frac{a \cdot b \cdot dh}{Q - \varphi \cdot a \cdot b \cdot h - x \cdot b \cdot \alpha \cdot h^2}$$

und diese Differentialgleichung kann in der Voraussetzung, dass Q , φ und x als constante Mittelwerthe betrachtet werden dürfen, leicht integrirt werden.

Wir unterstellen, dass für $t=0$ der Beginn des Niederschlages eintritt, also in diesem Momente auch $h=0$ ist; der Zeit t entspricht sodann der Wasserstand h . Setzt man zur Abkürzung:

$$m = \frac{\varphi \cdot a}{x \cdot \alpha}, \quad n = \frac{Q}{x \cdot b \cdot \alpha}$$

so wird:

$$\int_0^t dt = -\frac{a}{x \cdot \alpha} \cdot \int_0^h \frac{dh}{h^2 + m \cdot h - n} = \frac{a}{2x \cdot \alpha} \cdot \left\{ \int_0^h \frac{dh}{h + \frac{m}{2} + \sqrt{n + \frac{m^2}{4}}} - \int_0^h \frac{dh}{h + \frac{m}{2} - \sqrt{n + \frac{m^2}{4}}} \right\}$$

mithin:

$$t = \frac{a}{x \cdot \alpha \cdot \sqrt{m^2 + 4n}} \cdot \log \text{nat.} \frac{2n + h \cdot (\sqrt{m^2 + 4n} - m)}{2n - h \cdot (\sqrt{m^2 + 4n} + m)}$$

oder bei Zurückführung der ursprünglichen Bezeichnungen:

$$(5) \quad t = \frac{a \cdot b}{\sqrt{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b^2 + 4 \cdot x \cdot Q \cdot b \cdot \alpha}} \cdot \log \text{nat.} \frac{2Q + h \cdot (\sqrt{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b^2 + 4 \cdot x \cdot Q \cdot b \cdot \alpha} - \varphi \cdot a \cdot b)}{2Q - h \cdot (\sqrt{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b^2 + 4 \cdot x \cdot Q \cdot b \cdot \alpha} + \varphi \cdot a \cdot b)}$$

woraus sodann:

$$(6) \quad h = \frac{2Q}{\varphi \cdot a \cdot b + \sqrt{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b^2 + 4 \cdot x \cdot Q \cdot b \cdot \alpha}} \cdot \left\{ \frac{e^{\frac{t \cdot \sqrt{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b^2 + 4 \cdot x \cdot Q \cdot b \cdot \alpha}}{a \cdot b}} + 1}{e^{\frac{t \cdot \sqrt{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b^2 + 4 \cdot x \cdot Q \cdot b \cdot \alpha}}{a \cdot b}} - 1} \right\}$$

Auf den ersten Anblick erscheint diese Formel etwas complicirt; sie lässt jedoch eine sehr einfache Beurtheilung der thatsächlich eintretenden Verhältnisse zu.

Vor allen Dingen wird schon nach Umlauf einer kleinen Zeit t der im Nenner von (6) in der Klammer stehende Ausdruck nahezu = 1. Um dies einzusehen, bedarf es blos der Annahme eines Zahlenwerthes von φ , z. B. des schon geringer Porosität entsprechenden Werthes $\varphi = 0.01$. Setzt man diesen Werth ein, so ist unter allen Umständen;

$$\frac{t \cdot \sqrt{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b^2 + 4 \cdot x \cdot Q \cdot b \cdot \alpha}}{a \cdot b} > e > e \quad \varphi \cdot t > 0.01 \cdot t$$

Es ist aber schon 10 Minuten nach Beginn der Niederschläge $t = 600$, $e^{0.01 \cdot t} = e^6 = 403.43$, mithin der Werth des in der Klammer stehenden Ausdruckes kleiner als 1.0049; dagegen kann derselbe nie kleiner als 1 werden für ein grösseres t als das oben verwendete. Hieraus folgt, dass dieser Werth schon nach Umlauf weniger Minuten mehr und mehr der Zahl 1 gleich wird und man deshalb von den wahren Verhältnissen nur wenig abweicht, wenn für jeden längere Zeit andauernden Niederschlag gesetzt wird:

$$(6a) \quad h = \frac{2Q}{\varphi \cdot a \cdot b} \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot x \cdot Q \cdot \alpha}{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b}}}$$

Die Theorie ergibt also, dass sich im durchlässigen Terrain bei anhaltendem Regen alsbald annähernd ein Beharrungszustand für die Wasserhöhe über der Terrainoberfläche herstellt, wobei dann sowohl die in den Boden versinkende, als auch die ablaufende Wassermenge nahezu constante Werthe annehmen, welche sich, auf die Secunde bezogen, entsprechend den Formeln (2) und (3), zu:

$$(7) \quad V = \varphi \cdot a \cdot b \cdot h,$$

$$(8) \quad q = x \cdot b \cdot \alpha \cdot h^2$$

berechnen, wenn der aus Gleichung (6a) hervorgehende Zahlenwerth von h benützt wird. In aller Schärfe erhält man die variablen Werthe von V und q durch Benützung von Gleichung (6).

In Gleichung (6a), welche, wie erwähnt, bei länger dauerndem Niederschlage im durchlässigen Terrain den Be-

harrungszustand darstellt, wird der zweite Factor des rechts stehenden Ausdruckes unter allen Umständen kleiner als $\frac{1}{2}$, weil $\frac{4x \cdot Q \cdot \alpha}{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b}$ eine wesentlich positive Grösse ist. Wir erhalten

somit die für alle Fälle giltigen Ungleichungen:

$$(9) \quad V = \varphi \cdot a \cdot b \cdot h < Q,$$

$$(10) \quad q = x \cdot b \cdot \alpha \cdot h^2 < \frac{Q^2 \cdot x \cdot \alpha}{\varphi^2 \cdot a^2 \cdot b}$$

Davon, dass diese Ungleichungen für jeden Werth von t gelten, überzeugt man sich leicht, wenn man berücksichtigt, dass der in Gleichung (6) im Nenner eingeklammerte Ausdruck nie kleiner als 1 werden kann.

Aus Gleichung (10) ist ersichtlich, dass bei grosser Ausdehnung des Niederschlagsgebietes, insbesondere bei verhältnissmässig geringem Gefälle und grosser Länge des betrachteten Flächenstreifens der Werth von q äusserst gering, nahezu

= 0 ist, dass sich also in solchem Falle der Werth von V der Grösse Q nähert; dies wird umso entschiedener stattfinden, je grösser φ und je kleiner α sind, d. h. je leichter das Wasser in den Boden eindringen kann und je mehr Widerstände dem offenen Abflusse entgegenstehen.

Einige Zahlenbeispiele werden die Verhältnisse noch klarer erscheinen lassen.

Nehmen wir ein rechteckiges Niederschlagsgebiet von 25 km Länge des Wasserlaufes und 4 km mittlerer Entfernung der Wasserscheide vom Thalwege, berechnet von einem Niederschlage $M = 0.000003 \text{ m}^3$ pro Quadrat-Meter und Secunde. Das Gefälle des gleichmässig gesenkten Hanges sei $\alpha = 0.05$, der Widerstands-Coefficient für den offenen Abfluss $\alpha = 100$, der Porositätsfactor $\varphi = 0.01$. Dann ist zu setzen:

$a = 4000$, $b = 25000$, $Q = a \cdot b \cdot M = 300$, $\alpha = 100$, $\alpha = 0.05$ und es wird nach (6a):

$$h = \frac{2.300}{0.01 \cdot 25000 \cdot 4000} \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot 100 \cdot 300 \cdot 0.05}{0.01^2 \cdot 4000^2 \cdot 25000}}} = 0.000298174$$

woraus nach (7) und (8):

$$V = 0.01 \cdot 25000 \cdot 4000 \cdot 0.000298174 = 298.174 \text{ m}^3$$

$$q = 100 \cdot 25000 \cdot 0.05 \cdot 0.000298174^2 = 0.011 \text{ m}^3$$

Würden wir unter sonst ganz gleichen Umständen statt mit $\varphi = 0.01$ mit $\varphi = 0.001$ rechnen, so vergingen einige Stunden bis zum Eintritt der als Beharrungszustand anzusehenden Wasserhöhe. Es würde unter diesen Verhältnissen:

$$h = 0.00295630, V = 295.630 \text{ m}^3, q = 1.093 \text{ m}^3.$$

Es ist zu beachten, dass $V + q$ niemals = Q werden kann, weil ein Theil des Regenfalles über dem Terrain angehäuft bleibt; auch sind sowohl V wie q nur Annäherungswerthe. Die genauen Werthe von V und q erhält man, wie früher erwähnt, durch Benützung des aus Gleichung (6) hervorgehenden Werthes von h . Es ist ferner zu beachten, dass während des ganzen Regenfalles das Terrain durchlässig bleiben muss, wenn vorstehende Formeln gelten sollen.

Im durchlässigen Terrain ist also nach der Theorie die bei anhaltendem Regen oberflächlich abfliessende Wassermenge eine sehr geringe. Dieses Resultat stimmt, wie wir später sehen werden, mit den praktischen Erfahrungen in wünschenswerthester Weise überein.

Dass ein solches Resultat kommen musste, kann man sich auch in einfachster Weise aus den Verhältnissen selbst erklären; man hat nur zu berücksichtigen, dass für das Absinken des Wassers in den durchlässigen Untergrund die ganze grosse Fläche $\varphi \cdot a \cdot b$ zur Verfügung steht, während für den Oberflächen-Abfluss nur der verhältnissmässig sehr kleine Wasserquerschnitt $b \cdot h$ disponibel ist.

Gehen wir nunmehr dazu über, die Vorgänge zu betrachten, wie sie sich im undurchlässigen Terrain gestalten müssen. Hiefür gelten alle früher gemachten Voraussetzungen und mithin auch die Formeln (5) und (6), wenn in denselben der Porositätsfactor $\varphi = 0$ gesetzt wird. Geschieht dies, so erhalten wir die für das undurchlässige Terrain giltigen Gleichungen:

$$(11) \quad t = \frac{a \cdot b}{2\sqrt{\alpha \cdot Q \cdot b \cdot a}} \cdot \log_{\text{nat}} \cdot \frac{Q + h \sqrt{\alpha \cdot Q \cdot b \cdot a}}{Q - h \sqrt{\alpha \cdot Q \cdot b \cdot a}}$$

$$(12) \quad h = \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot b \cdot a}} \cdot \frac{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot \alpha \cdot Q \cdot a}}{a^2 \cdot b}} - 1}{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot \alpha \cdot Q \cdot a}}{a^2 \cdot b}} + 1}$$

welche sich selbstverständlich auch unmittelbar durch die Integration der Fundamentalgleichung (1) mit $V = 0$ und $q = \alpha \cdot b \cdot h^2 \cdot a$ ergeben haben würden.

Aus Gleichung (12) ersieht man leicht, dass der Werth des zweiten Factors auf der rechten Seite stets kleiner ist, als die Einheit; man ersieht ferner, dass derselbe mit wachsendem t sich asymptotisch dem Zahlenwerthe 1 nähert, ohne denselben jemals erreichen zu können. Die Annäherung an diesen Grenzwert erfolgt nach Umfluss einer bestimmten Zeit t umso vollkommener, je grösser die pro Secunde auf die Fläche $a \cdot b$ fallende Niederschlagsmenge Q , je grösser das Gefälle α , je kleiner die Längendimension a der Fläche und je kleiner der Widerstand für den Abfluss, bzw. je grösser der Werth des Coefficienten α ist. Man ersieht dies noch deutlicher, wenn man statt Q die pro Secunde auf die Flächeneinheit fallende Regenmenge M einführt. Für diesen Fall ist $Q = a \cdot b \cdot M$, mithin:

$$(13) \quad h = \sqrt{\frac{M \cdot a}{\alpha \cdot a}} \cdot \frac{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot \alpha \cdot M \cdot a}}{a}} - 1}{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot \alpha \cdot M \cdot a}}{a}} + 1}$$

Aus dieser zweiten Form der Gleichung (12) geht so dann auch klar hervor, dass die Höhe des Wasserstandes über der Terrainfläche unabhängig von b dargestellt werden kann.

Beim undurchlässigen Terrain wird mithin ein anhaltender Regen nach Umfluss längerer Zeit, welche wesentlich von den Terrainverhältnissen (Gefälle und Beschaffenheit) und von der Niederschlagsmenge M abhängt, die Niederschlagsfläche bis zu einer bestimmten Höhe h_1 , welche jedoch stets kleiner als $\sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot b \cdot a}}$ bleibt, mit Wasser be-

decken. Ein Beharrungszustand tritt dabei nicht ein; die Abflussmenge q nimmt vielmehr während der Dauer des Regens von Secunde zu Secunde zu. Die Grösse dieser Abflussmenge ermittelt sich durch Einsetzen des Werthes h aus Gleichung (12) in die Gleichung (8), bzw. (2):

$$(14) \quad q = Q \cdot \left\{ \frac{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot \alpha \cdot Q \cdot a}}{a^2 \cdot b}} - 1}{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot \alpha \cdot Q \cdot a}}{a^2 \cdot b}} + 1} \right\}^2 = M \cdot a \cdot b \cdot \left\{ \frac{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot \alpha \cdot M \cdot a}}{a}} - 1}{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot \alpha \cdot M \cdot a}}{a}} + 1} \right\}^2$$

Sie nähert sich mehr und mehr der Niederschlagsmenge Q , ohne derselben jemals gleich zu werden.

Um dem Verlaufe der durch die Formeln dargestellten Bewegungen näher zu treten, sollen wieder Zahlenbeispiele vorgeführt werden.

Es sei die eine Thalseite eines 15 km langen Flusslaufes gegen den letzteren mit einer Gradienten $\alpha = 0.05$ abfallend; die Breite am Ursprung betrage auf 1 km Länge 1 km, auf dem nächsten Kilometer 1.5 km u. s. f., wie in der Figur Seite 82 eingeschrieben. Der empirische Coefficient in der Geschwindigkeitsformel α sei = 100 und es werde ein anhaltender Niederschlag von 0.000003 m³ pro Secunde und Flächeneinheit vorausgesetzt. Dann wird bei undurchlässigem Terrain:

$$Q = a \cdot b \cdot M = 0.000003 \cdot a \cdot b, \quad h = \sqrt{\frac{Q}{\alpha \cdot b \cdot a}} = \sqrt{\frac{0.000006}{a}} \quad \beta \cdot t$$

Tabelle I.

t in Sekunden	a = 1000 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 3·00 β = 0·0002450		a = 1500 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 4·50 β = 0·0002000		a = 2000 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 6·00 β = 0·0001732		a = 2500 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 7·50 β = 0·0001549		a = 3000 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 9·00 β = 0·0001414		a = 3500 b = 5000 x = 100 α = 0·05 Q = 52·50 β = 0·0001309		a = 4000 b = 5000 x = 100 α = 0·05 Q = 60·00 β = 0·0001225		t in Sekunden
	μ²	q	μ²	q	μ²	q	μ²	q	μ²	q	μ²	q	μ²	q	
3600	0·1718	0·515	0·1192	0·536	0·0913	0·548	0·0739	0·554	0·0621	0·559	0·0535	2·810	0·0471	2·825	3600
7200	0·5004	1·501	0·3806	1·713	0·3065	1·843	0·2563	1·922	0·2202	1·992	0·1929	10·127	0·1718	10·602	7200
10800	0·7527	2·258	0·6292	2·831	0·5374	3·224	0·4678	3·508	0·4137	3·723	0·3705	19·453	0·3357	20·142	10800
14400	0·8893	2·668	0·7987	3·594	0·7520	4·512	0·6438	4·828	0·5915	5·344	0·5422	28·467	0·4993	29·958	14400
18000	0·9526	2·858	0·8964	4·034	0·8375	5·025	0·7816	5·862	0·7302	6·572	0·6837	35·894	0·6423	38·538	18000
21600	0·9799	2·940	0·9483	4·267	0·9094	5·457	0·8685	6·514	0·8280	7·452	0·7891	41·424	0·7526	45·156	21600
25200	0·9918	2·975	0·9744	4·385	0·9504	5·702	0·9225	6·919	0·8928	8·035	0·8626	45·287	0·8330	49·980	25200
28800	0·9989	2·997	0·9874	4·444	0·9731	5·839	0·9549	7·161	0·9341	8·407	0·9119	47·875	0·8892	53·352	28800
32400	0·9994	2·998	0·9934	4·470	0·9855	5·913	0·9739	7·304	0·9599	8·639	0·9440	49·563	0·9272	55·632	32400
36000	0·9998	2·999	0·9968	4·486	0·9923	5·954	0·9850	7·387	0·9757	8·781	0·9647	50·647	0·9526	57·156	36000
39600	1·0000	3·000	0·9984	4·491	0·9958	5·975	0·9914	7·435	0·9853	8·868	0·9778	51·454	0·9692	58·152	39600
43200	1·0000	3·000	0·9990	4·496	0·9978	5·987	0·9951	7·463	0·9911	8·920	0·9861	51·770	0·9801	58·806	43200
86400	1·0000	3·000	1·0000	4·500	1·0000	6·000	1·0000	7·500	1·0000	9·000	0·9999	52·495	0·9999	59·994	86400
129600	1·0000	3·000	1·0000	4·500	1·0000	6·000	1·0000	7·500	1·0000	9·000	0·9999	52·500	0·9999	60·000	129600

In dieser und den folgenden zwei Tabellen ist $\mu = \frac{\beta t}{e - 1}$, $q = Q \cdot \mu^2$, entsprechend der Formel (14).

Tabelle II.

t in Sekunden	a = 4000 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 12·00 β = 0·0001225		a = 6000 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 18·00 β = 0·0001000		a = 8000 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 24·00 β = 0·0000866		a = 10000 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 30·00 β = 0·00007746		a = 12000 b = 1000 x = 100 α = 0·05 Q = 36·00 β = 0·00007071		a = 14000 b = 5000 x = 100 α = 0·05 Q = 240·00 β = 0·00006547		a = 16000 b = 5000 x = 100 α = 0·05 Q = 240·00 β = 0·00006124		t in Sekunden
	μ²	q	μ²	q	μ²	q	μ²	q	μ²	q	μ²	q	μ²	q	
21600	0·7526	9·031	0·6292	11·325	0·5374	12·897	0·4678	14·035	0·4138	14·898	0·3793	79·657	0·3356	80·537	21600
43200	0·9799	11·759	0·9482	17·067	0·9095	21·828	0·8686	26·057	0·8280	29·809	0·7892	165·734	0·7525	180·600	43200
86400	0·9998	11·998	0·9997	17·996	0·9977	23·945	0·9951	29·852	0·9912	35·683	0·9861	207·085	0·9801	235·214	86400
129600	1·0000	12·000	1·0000	18·000	1·0000	24·000	0·9998	29·995	0·9996	35·985	0·9992	209·832	0·9986	239·657	129600

und es ergibt sich, wenn die entsprechenden Werthe von t für die einzelnen Stunden eines ganzen Tages eingeführt werden, der in Tab. I, S. 81 dargestellte Verlauf der Hochfluth. Die Werthe von q stellen die in jeder einzelnen Abtheilung dem Thalwege zufließenden Wassermengen pro Secunde dar, welche successive grösser werden und sich mehr und mehr der auf die Abtheilung pro Secunde kommenden Niederschlagsmenge Q annähern.

Man ersieht sehr deutlich aus der Tabelle, dass sich im Allgemeinen von Stunde zu Stunde die Wassermenge q der Grenze Q nähert und dass diese Grenze umso rascher erreicht wird, je näher sich die Wasserscheide dem Thalwege befindet, beziehungsweise je kleiner a ist. Nach Umlauf von 12 Stunden ist bei dem gerechneten Beispiele allerwärts die Maximalwassermenge Q nahezu erreicht; es dürfte also in dem vorliegenden Falle und wenn der Niederschlag 12 Stunden oder mehr anhaltend fällt, der Zufluss von den Hängen constant werden und damit das eigentliche Hochwasser im Stromschlauche seinen Anfang nehmen.

Bei dem eben behandelten Beispiele lagen die Wasserscheiden dem Thalwege ziemlich nahe. Wären unter übrigens ganz gleichen Umständen die Wasserscheiden in der vierfachen Entfernung, also 4–16 km von dem Thalwege ab gelegen gewesen, so würde nach sechs Stunden etwa ein Drittel, nach 12 Stunden vier Fünftel und nach 24 Stunden 99% der Niederschlagsmenge

am Ende der Hänge dem Stromschlauche abgeliefert, wie Tab. II zeigt.

Der Beginn der eigentlichen Hochfluth wird also in diesem Falle schon etwas weiter hinausgeschoben. Würden endlich die Wasserscheiden, wie zum Beispiel im grossen Rheinthale, allerwärts ca. 30–40 km vom Thalwege entfernt sein und im Uebrigen die Gradien von 0.05, sowie der Coefficient α und die Regenmenge M ungeändert bleiben, so wären, wie aus Tab. III ersichtlich, die Zuflüsse zum Stromschlauche nach 6 Stunden

Tabelle III.

t in Secunden	$a = 30000 \quad b = 1$ $\alpha = 100 \quad a = 0.05$ $Q = 0.090$ $\beta = 0.00004472$		$a = 40000 \quad b = 1$ $\alpha = 100 \quad a = 0.05$ $Q = 0.120$ $\beta = 0.00003873$		t in Secunden
	μ^2	q	μ^2	q	
21600	0.2108	0.019	0.1564	0.019	21600
43200	0.5579	0.050	0.4678	0.056	43200
86400	0.7304	0.066	0.7224	0.087	86400
129600	0.9879	0.089	0.9739	0.117	129600

ein Fünftel, nach 12 Stunden die Hälfte, nach 24 Stunden drei Viertel und erst nach 36 Stunden das Ganze des fallenden Niederschlagsquantums Q . Nur bei ganz ungewöhnlich grossen Abständen der Wasserscheiden und sehr flachen Terrains mit kleinem α , d. h. grossen Widerständen für den Abfluss, würde die Rechnung noch günstigere Resultate, beziehungsweise noch geringere Procentsätze ergeben.

Im Allgemeinen bemerkt man, dass der Einfluss der Aenderungen des Factors α auf den Ablauf der Niederschläge von den Hängen gegenüber dem Einflusse der Zeit t ein verhältnissmässig unbedeutender ist. Dasselbe gilt in Bezug auf die Factoren α und M ; es lässt sich auch hinsichtlich dieser ziffermässig constatiren, dass die Aenderungen eines einzelnen, keinen hervorragenden Einfluss auf das Eintreten der Maximalwassermenge für den Abfluss gegen die Stromrinne äussern. Eines aber ist sicher: die Annäherung des Werthes von q an jenen von Q , wozu auch unter den günstigsten Verhältnissen im vollkommen undurchlässigen Terrain selten mehr als 24–36 Stunden erforderlich sind, bei kleineren Wasserläufen in der Regel noch viel weniger.

Dass thatsächlich oft eine Abweichung von dem Rechnungsergebnisse sich zeigt, rührt daher, weil die Eigenschaft vollkommener

Undurchlässigkeit streng genommen, keinem Gelände zukommt; die Niederschlagsfläche ist meistens mit der sogenannten Ackerkrume (dem guten Boden) überdeckt, welche mehr oder weniger hoch den undurchlässigen Boden überlagert und in der Regel Culturen trägt. So lange, bis diese Ackerkrume und die darauf befindliche Vegetation mit Wasser gesättigt ist, darf selbstverständlich ein Terrain nicht als undurchlässig betrachtet werden und wir werden später sehen, welchen ungemein grossen Einfluss diese Umstände auf die Hochwassermengen äussern.

Hört der Regen auf und hat die Wasserhöhe auf dem vollkommen undurchlässig gedachten Terrain in diesem Augenblicke die Grösse h_1 erreicht, so wird das nunmehr über der Niederschlagshöhe vorhandene Wasser allmählig abfliessen. Für diesen Verlauf ergibt sich aus Gleichung (1) mit $Q = 0$ und $V = 0$:

$$-q \cdot dt = a \cdot b \cdot dh = -\alpha \cdot b \cdot a \cdot h^2 \cdot dt$$

deren Integration liefert:

$$\frac{1}{h} = \frac{\alpha \cdot a}{a} \cdot t + C$$

Die Constante ermittelt sich aus dem Anfangszustande, für welchen $t = 0$, $h = h_1$ ist zu $C = \frac{1}{h_1}$. Mithin gilt für diesen Abfluss die Beziehung:

$$(15) \quad \dots \dots \dots t = \frac{a \cdot (h_1 - h)}{\alpha \cdot a \cdot h \cdot h_1}$$

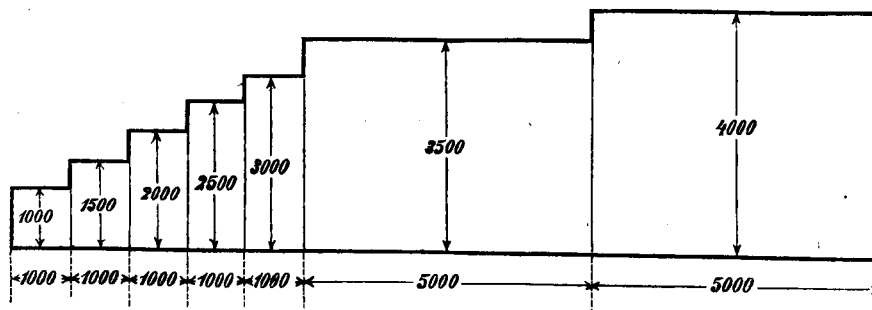
Unter Zugrundelegung des eben gerechneten Beispiels ergibt sich die Maximal-Wasserhöhe über dem Terrain im untersten Felde mit $Q = 60$, $a = 4000$, $b = 5000$, $\alpha = 100$, $\alpha = 0.05$ zu: $h_1 = 0.049$ m. Die Zeit, welche verfliesst, bis die Wasserhöhe auf 0.010 m herabgesunken ist, beträgt 63.673 Secunden, also nicht ganz 18 Stunden; um aber von 0.010 m auf 2 mm, also ebenfalls den fünften Theil der innegehabten Höhe, herabzusinken, bedarf es einer Zeit von nahezu 90 Stunden. Das Wasser wird vollständig abgelaufen sein, wenn $h = 0$ geworden ist; dies ist aber erst nach unendlich langer Zeit der Fall.

Für undurchlässiges Terrain ergibt somit die Theorie, dass bei anhaltendem Regen der Wasserabfluss von den Hängen nach der Stromrinne mehr und mehr dem Quantum der fallenden Niederschläge sich anschliesst und meistens schon nach 12–24 Stunden dieses Quantum nahezu erreicht hat; hört der Regen auf, so tritt schon wenige Stunden nachher eine Verlangsamung im Wasserablaufe ein und das Wasser würde niemals ganz abfliessen, bezw. die vom Regen getroffene Fläche würde stets benetzt bleiben, wenn nicht die Verdunstung den Rest des Wassers entfernen würde.

2. Die Entwicklung der Hochfluth und das Fortschreiten der Fluthwelle.

Wir haben im Vorhergehenden gesehen, dass nach Umlauf einer bestimmten Zeit, je nach der Beschaffenheit der gegen die Stromrinne geneigten Gebirgsabdachung ein constanter Theil (bei durchlässigem Boden) oder sämmtliches auf die Hänge fallende Regenwasser (bei undurchlässigem Boden) in dem Thalwege anlangt. Von diesem Zeitpunkte

Fig. 2.



ab beginnt sodann in der Stromrinne das eigentliche Hochwasser und die Grösse der, an irgend einer Stelle durch das Flussprofil abgeführten Wassermenge wird nunmehr durch die Entfernung dieser Stelle vom Ursprunge des Stromes, das Gefälle des Strombettes und dessen Breite wesentlich beeinflusst.

Der Verlauf des Hochwassers in der Stromrinne lässt sich einfach verfolgen. Es sei in der untenstehenden Fig. 3 0 der Ursprung, A eine um die Länge v_1 unterhalb gelegene Stelle des Wasserlaufes. Wenn jeder in 0 einflussende Wassertropfen nach Umlauf einer Secunde in A anlangt, so wird die zu dieser Zeit durch das in A befindliche Flussprofil ablaufende Wassermenge $= v_1 \cdot w$ sein, soferne pro Längeneinheit von den beiderseitigen Hängen w Kubik-Meter pro Secunde anlangen. Während dieser Zeit sind alle, von A abwärts angelangten Wasser der Hänge ebenfalls weiter gezogen. Nach Umlauf der zweiten Secunde gelange jeder in A einflussende Wassertropfen nach B; dann wird die durch B fließende Wassermenge $= (v_1 + v_2) \cdot w$ sein. Inzwischen sind auch die, vorher in B und unterhalb angelangten Wassertropfen weiter gezogen. In gleicher Weise gelangt nach Umlauf der dritten Secunde die Wassermenge $(v_1 + v_2 + v_3) \cdot w$ nach C, nach Umlauf der vierten $(v_1 + v_2 + v_3 + v_4) \cdot w$ nach D u. s. w. Es ist klar, dass durch die Profile B, C und D weniger Wasser durchfloss in der ersten, zweiten und dritten, als in der vierten Secunde; nach der ersten Secunde war die durch D fließende Wassermenge z. B. $= v_4 \cdot w$, nach der zweiten $(v_3 + v_4) \cdot w$, nach der dritten $(v_2 + v_3 + v_4) \cdot w$ und erst nach der vierten Secunde floss in diesem Querprofile die Wassermenge $(v_1 + v_2 + v_3 + v_4) \cdot w$ ab, d. h. jene Wassermenge, welche für alle weiter folgenden Secunden immer constant bleibt, also dem Maximum oder der sogenannten Hochfluth gleichkommt.

Nehmen wir nun an, es sei auf der gedachten Strecke 0 A nach Umfluss eines Zeit-Elementes dt jedes Wassertheilchen im Stromprofile um den Weg dx weiter gelangt, so ist die Geschwindigkeit, mit welcher der Ablauf erfolgt, nothwendig:

$$16) \quad \dots \dots \dots v = \frac{dx}{dt}$$

und mithin die an beliebiger Stelle durch ein Profil F gleichmässig durchfließende Wassermenge W :

$$17) \quad \dots \dots \dots W = F \cdot \frac{dx}{dt}$$

Diese Wassermenge lässt sich aber, bei bekannter Profilfläche F auch aus dem, an der betreffenden Stelle vorhandenen Flussgefälle pro Längeneinheit J und der Beschaffenheit und Grösse des vom Wasser benetzten Umfanges bestimmen.

Bei der Bewegung des Wassers in Flüssen und Canälen geht man im Allgemeinen von der Ansicht aus, dass ein gleichförmiger Abfluss stattfindet, wenn die am benetzten Umfang des Gerinnes auftretende Arbeit der Reibung des Wassers

und die, aus dem Gefälle sich ergebende Arbeit der Schwere gleiche Werthe annehmen. Man findet, soferne γ das Gewicht eines Kubik-Meter Wasser, F den Wasserquerschnitt des Flussprofils, p den benetzten Umfang, R' den Reibungswiderstand pro Flächeneinheit in Kilogramm und J das Gefälle auf der Längeneinheit bedeuten die pro Längeneinheit geleistete Arbeit:

1. Der Reibung $= R' \cdot p$.
2. Der Schwere $= F \cdot \gamma \cdot J$.

Der besprochene Gleichgewichtszustand tritt ein, wenn $R' \cdot p = F \cdot \gamma \cdot J$.

Die aus dieser fundamentalen Beziehung hervorgehende Formel für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Flüssen wird sodann erhalten durch die übliche empirische Annahme $R' = \gamma \cdot \varphi \cdot v^2$, wobei φ ein durch Erfahrungen ermittelter numerischer Coefficient, v aber die mittlere Geschwindigkeit des Wassers im Querprofil ist. Mit Einsetzung dieses Werthes von R' in die vorher gefundene Gleichung ergibt sich:

$$(18) \quad \dots \dots \dots v = \sqrt{\frac{F \cdot J}{\varphi \cdot p}} = k \cdot \sqrt{r \cdot J}$$

Dabei ist $\frac{F}{p}$ die mittlere hydraulische Tiefe und

$$k = \sqrt{\frac{1}{\varphi}}$$

Die fundamentale Beziehung $R' \cdot p = F \cdot \gamma \cdot J$ ist allerdings bei Hochwasser in dem gewöhnlichen Sinne nicht mehr zutreffend, weder hinsichtlich der Arbeit der Schwere noch hinsichtlich der Arbeit der Reibung. In diesem Falle verrichtet nämlich die Schwere auf der Längeneinheit nicht blos die Arbeit des Absenkens eine Wassermasse $F \cdot \gamma$ um die Höhe J , sondern auch die Arbeit des Absenkens bzw. Rollens der im Hochwasser suspendirten Trübungen und der mitgeführten Geschiebe, welche sich allgemein gar nicht bestimmen lässt. Nehmen wir ganz oberflächlich, unter Beibehaltung des Werthes für die Arbeit der Reibung, an, das Hochwasser sei pro Volumen-Einheit gleichmässig etwa um die Grösse $\Delta \gamma$ schwerer, als das chemisch reine mit $\gamma = 1000$, so würde die Arbeit der Schwere $= F \cdot J \cdot (\gamma + \Delta \gamma)$ sein,

$$\text{also } v = k_1 \cdot \sqrt{r \cdot J} \text{ mit } k_1 = \sqrt{\frac{\gamma + \Delta \gamma}{\gamma \cdot \varphi}}$$

Da k_1 hierbei einen, manchmal erheblich grösseren Werth annimmt, als das früher gefundene k , so müsste unter übrigens gleichen Umständen in Bezug auf Gefälle und Querschnitt bei trübem Wasser eine grössere Abflussgeschwindigkeit eintreten, vorausgesetzt, dass die Reibungswiderstände dieselben bleiben. In welchem Maasse sich aber die Reibungsarbeit am benetzten Umfang bei Hochwasser vermehrt, lässt sich ohne Weiteres nicht ermitteln; nur so viel ist sicher, dass zu dieser Reibungsarbeit am benetzten Umfang auch noch die, bei klarem Wasser ausser Betracht gebliebene, Reibungsarbeit der im Inneren des Wasserkörpers bewegten Geschiebe etc. addirt werden muss. Es ist nicht allein eine grössere Arbeit der Schwere, sondern auch eine erheblich grössere Arbeit der Reibung zu berücksichtigen, welche letztere sich der mathematischen Formulierung entzieht. Es darf angenommen werden, dass die Grösse der ebengedachten Arbeit der Reibung eine stets und unregelmässig wechselnde ist; schon der Wellenschlag und die Wirbel an der Wasseroberfläche sowie die bedeutende Abnutzung und vielfache Grösse der Geschiebe bei Hochwasser weisen darauf hin. Dass auch die äussere Reibung erheblich zunimmt, wird ersichtlich an der colossalen Arbeitsleistung der Hochwasser in Bezug auf das Abschleifen und Verändern des benetzten Umfanges. Es ist alsbald klar, dass diese Arbeiten der Reibung ganz besonders grosse werden, wenn der Fluss sehr viele Geschiebe transportirt und umgekehrt. Im ersteren Falle dürfte deshalb die mittlere Geschwindigkeit einer Hochwassermenge bei gegebenem Gefälle viel geringer ausfallen, als die nach Formel (18) für normale Wasserbeschaffen-

heit sich ergebende, trotz des grösseren specifischen Gewichtes des trüben Wassers.

Beim Hochwasser kommt überdies ein eigentlicher Gleichgewichtszustand für den Wasserabfluss nicht zu Stande; zu den seither genannten Arbeiten tritt noch jene, welche sich als Aequivalent der Aenderungen an lebendiger Kraft repräsentirt. Die Flusssohle wird durch Auskolkungen und Geschiebe-Anhäufungen verändert und dadurch die Annahme der Theorie: es befinde sich jedes Wassertheilchen in einer zur Flusssohle parallelen oder nahezu parallelen Bewegung, zum Vornherein hinfallig. Die Bewegung nimmt einen ungleichförmigen, unberechenbaren, durch Uferabbrüche, Kiesbankverschiebungen und andern Nebenumstände bald gehemmten, bald beschleunigten Verlauf.

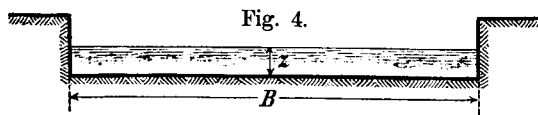
In Rücksicht auf alle diese Unsicherheiten und auf den weiteren Umstand, dass sich durch directe Messungen Hochwassermengen kaum bestimmen lassen, weil die Wirbel und der Wellenschlag jeden gleichmässigen oder auch nur gesetzmässigen Gang der Messinstrumente verhindern, ist man auf Annäherungen angewiesen, um ein übersichtliches Bild der Hochwasserbewegung zu erhalten.

Im Allgemeinen wird es sich, insbesondere bei geschiebeführenden Flüssen, empfehlen, bei Bestimmung der mittleren Geschwindigkeit v nach Formel (18) einen kleineren Werth für k anzunehmen, als derselbe für normale Verhältnisse sich ergeben würde, z. B. zwei Drittel bis drei Viertel des letzteren bei corrigirter Stromstrecke, die Hälfte bei nicht corrigirter, wilder Strecke.

Unterstellen wir ein rechteckiges Profil von der Breite B und der Tiefe z , wobei z im Vergleiche zu B eine kleine Zahl sein möge, so kann die mittlere hydraulische Tiefe $r = z$ gesetzt werden, weil in dem Ausdrucke:

$$r = \frac{F}{p} = \frac{B \cdot z}{B + 2z}$$

der Werth des Nenners sich in diesem Falle mehr und mehr der Grösse B nähert. Es möge ferner gestattet sein,



anzunehmen, dass sich der Wasserspiegel stets in einer Parallele zur Sohle befinde und die Bahn jedes einzelnen, einen Querschnitt passirenden Wassermolecöles ebenfalls mit dieser parallel sei; dann wird entsprechend den Gleichungen (16) und (18):

$$(19) \dots \dots \dots v = \frac{dx}{dT} = k \cdot \sqrt{z \cdot J}$$

Ist W_0 die Wassermenge, welche an irgend einer Stelle A des Stromlaufes, bis zu welcher die Hochfluth vorgeschritten, vorhanden ist, W die Wassermenge an einem in der Entfernung x unterhalb dieser Stelle gelegenen anderen Orte B nach Umlauf der Zeit T , so besteht die Beziehung:

$$(20) \dots W_T = W_0 + w \cdot x = B \cdot z \cdot v,$$

weil der Zuwachs auf der Länge x sich zu $w \cdot x$ berechnet, unter w , wie Eingangs, die pro Secunde und Meter Breite von den Hängen anlangende Wassermenge verstanden. Setzt man den Werth von v aus Gleichung (19) in Gleichung (20) ein, so ergibt die Elimination von z :

$$(21) \dots \dots \dots z = \left[\frac{W_0 + w \cdot x}{k \cdot B \cdot \sqrt{J}} \right]^{\frac{2}{3}}$$

und die Combination von (16) und (19) liefert mit Benützung des eben gefundenen Werthes von z die weitere Beziehung:

$$(22) \dots \dots \dots v = \frac{dx}{dT} = \left[\frac{k^2 \cdot J \cdot (W_0 + w \cdot x)}{B} \right]^{\frac{1}{3}}$$

Die Integration der Gleichung (22) ergibt das Verhältniss zwischen T und x bzw. die Erkenntniss des Fortschreitens der Hochfluthwelle mit der Zeit. Es folgt durch Trennung der Veränderlichen:

$$\frac{dx}{[W_0 + w \cdot x]^{\frac{2}{3}}} = \left[\frac{k^2 \cdot J}{B} \right]^{\frac{1}{3}} \cdot dT$$

woraus, sofern w sich mit T nicht ändert

$$[W_0 + w \cdot x]^{\frac{3}{2}} = \left[\frac{8 \cdot k^2 \cdot J \cdot w^3 \cdot T^3}{27 \cdot B} \right]^{\frac{1}{2}} + C$$

Die Constante bestimmt sich aus dem Anfangszustande, für welchen $x = 0$, $T = 0$ zusammengehörige Werthe sind; diesen Werthen entsprechend wird $C = W_0^{\frac{3}{2}}$. Führt man die eben gefundene Grösse ein, so ergibt die Integralgleichung, nach x aufgelöst:

$$(23) \dots \dots \dots x = \frac{[m \cdot T + W_0^{\frac{3}{2}}]^{\frac{2}{3}} - W_0^{\frac{2}{3}}}{w}$$

nach T aufgelöst:

$$(24) \dots \dots \dots T = \frac{[w \cdot x + W_0^{\frac{3}{2}}]^{\frac{3}{2}} - W_0^{\frac{3}{2}}}{m}$$

wobei zur Abkürzung der Schreibweise die Constante

$$m = \left[\frac{8 \cdot k^2 \cdot J \cdot w^3}{27 \cdot B} \right]^{\frac{1}{2}}$$

gesetzt worden ist.

Gleichung (23) ergibt den Weg, welchen die Fluthwelle in einer bestimmten Zeit T zurücklegt und aus der Gleichung (24) ist zu ermitteln, wie lange es dauert, bis an einem in der Entfernung x unterhalb des Anfangs gelegenen Orte das Maximum des Hochwassers eintritt.

Ein Beispiel dürfte den Gebrauch der Formel erläutern.

Es sei an irgend einer Stelle 0 eines Flusses die Hochfluth mit einer Wassermenge von 500 m^3 pro Secunde eingetreten, der Fluss habe ein Bett von 100 m Breite, ein Gefälle von 1:1000 und einen, in Folge länger anhaltenden Regens constanten seitlichen Zufluss von 0.015 m^3 Wasser pro Längeneinheit. Den übrigen Verhältnissen entspreche ein Werth von $k = 50$. Dann ist mit:

$$w = 0.015, W_0 = 500, B = 100, J = 0.001, k = 50$$

$$m = \left[\frac{8 \cdot 50^2 \cdot 0.001 \cdot 0.015^3}{27 \cdot 100} \right]^{\frac{1}{2}} = 0.002924$$

Man verlangt zu wissen, nach Umlauf welcher Zeit an einem, 60 km unterhalb 0 gelegenen Orte die Fluthwelle passirt. Mit Gleichung (24) findet man:

$$T = \frac{[900 + 500]^{\frac{3}{2}} - 500^{\frac{3}{2}}}{0.002924} = \frac{125.147 - 62.995}{0.002924} = 21256 \text{ Sekunden}$$

oder nahezu sechs Stunden.

Die mittlere Geschwindigkeit, mit welcher das Wasser fliesst, berechnet sich nach Gleichung (22) für den Anfang mit $x = 0$ zu:

$$v_0 = \left[\frac{50^2 \cdot 0.001 \cdot 500}{100} \right]^{\frac{1}{3}} = 2.32 \text{ m pro Secunde}$$

und für die Stelle, welche 60 km weiter abwärts gelegen ist:

$$v = \left[\frac{50^2 \cdot 0.001 \cdot (60000 \cdot 0.015 + 500)}{100} \right]^{\frac{1}{3}} = 3.27 \text{ m.}$$

Die Wassertiefen im Stromlaufe berechnen sich nach Gleichung (21) für den Anfang zu:

$$z_0 = \left[\frac{500}{50 \cdot 100 \cdot 0.001^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{2}{3}} = 2.16 \text{ m}$$

und für die 60 km weiter flussabwärts gelegene Stelle:

$$z = \left[\frac{1400}{50 \cdot 100 \cdot 0.001^{\frac{1}{2}}} \right]^{\frac{2}{3}} = 4.28 \text{ m},$$

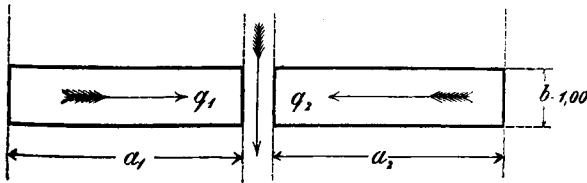
welche Resultate sich auch aus den früher gefundenen mit

$T = \frac{W}{v}$ ergeben hätten, nämlich:

$$\frac{W_0}{B \cdot v_0} = z_0 = \frac{500}{232} = 2.16 \quad z = \frac{W_T}{B \cdot v} = \frac{1400}{327} = 4.28$$

Bei den seither aufgestellten Formeln ist die von den Hängen befließende Wassermenge w pro Längeneinheit als constant angenommen worden, weil es sich nur darum gehandelt hat, das Maximum der Hochfluth in der Stromrinne zu verfolgen. In diesem Falle repräsentirte w die Regenmenge, welche pro Secunde auf einen Flächenstreifen fiel, der senkrecht zum Stromlaufe in einer durchgängigen Breite

Fig. 6.



von 1 m von einer Wasserscheide zur anderen gedacht war. Bedeutet also, wie früher a die Länge des Hanges von der Wasserscheide bis zur Stromrinne, M die pro Secunde auf die Flächeneinheit fallende Regenmenge, so ist im Sinne der nebengezeichneten Figur unter w zu verstehen bei undurchlässigem Terrain:

$$w = q_1 + q_2 = M \cdot (a_1 + a_2)$$

Im durchlässigen Terrain ist zu setzen:

$$w = c \cdot M \cdot (a_1 + a_2)$$

wobei c ein numerischer Factor, der stets kleiner als 1, meistens einen ausserordentlich geringen Werth annimmt. (Vergl. Abtheilung 1, Gl. 10.)

Wollte man nun bei undurchlässigem Terrain den Verlauf der Bewegung in der Stromrinne, wie derselbe bei veränderlichem q_1 und q_2 von Beginn des Regens ab stattfindet, verfolgen, so hätte man nach Abtheilung 1, Gleichung (14) zu setzen:

$$(14a) \quad w = M \cdot a_1 \cdot \left\{ \frac{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot x \cdot M \cdot a_1}}{a_1}} - 1}{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot x \cdot M \cdot a_1}}{a_1}} + 1} \right\} + M \cdot a_2 \cdot \left\{ \frac{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot x \cdot M \cdot a_2}}{a_2}} - 1}{e^{\frac{t \cdot \sqrt{4 \cdot x \cdot M \cdot a_2}}{a_2}} + 1} \right\}$$

Verfolgt man die Bewegung des Wassers vom Beginn des Zuflusses ab, so sind die hier gemeinsamen zusammengehörigen Werthe: $t = 0, x = 0, W = 0, z = 0$, unter t die Zeit, x das Fortschreiten eines Wassertheilchens, W die secundliche Wassermenge und z die Stromtiefe

$$(20c) \quad W_t = \sqrt{\frac{8 \cdot k^2 \cdot J \cdot M^3}{27 \cdot B}} \cdot \left\{ a_1 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_1} \cdot \frac{e^{\frac{\beta_1 t}{a_1}} - 1}{e^{\frac{\beta_1 t}{a_1}} + 1} \right] + a_2 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_2} \cdot \frac{e^{\frac{\beta_2 t}{a_2}} - 1}{e^{\frac{\beta_2 t}{a_2}} + 1} \right] \right\}^{\frac{3}{2}}$$

Die Gleichung (19 a) gestattet schliesslich mit Zuzug von (21 a) die Ermittlung einer Beziehung zwischen x und t ; es folgt nämlich:

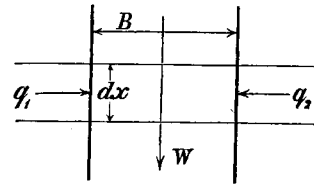
$$\frac{dx}{dt} = k \cdot \sqrt{z \cdot J} = \sqrt{\frac{2 \cdot M \cdot J \cdot k^2}{3 \cdot B}} \cdot \left\{ a_1 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_1} \cdot \frac{e^{\frac{\beta_1 t}{a_1}} - 1}{e^{\frac{\beta_1 t}{a_1}} + 1} \right] + a_2 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_2} \cdot \frac{e^{\frac{\beta_2 t}{a_2}} - 1}{e^{\frac{\beta_2 t}{a_2}} + 1} \right] \right\}^{\frac{1}{2}}$$

woraus:

$$(23a) \quad x = \sqrt{\frac{2 \cdot M \cdot J \cdot k^2}{3 \cdot B}} \cdot \int \left\{ a_1 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_1} \cdot \frac{e^{\frac{\beta_1 t}{a_1}} - 1}{e^{\frac{\beta_1 t}{a_1}} + 1} \right] + a_2 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_2} \cdot \frac{e^{\frac{\beta_2 t}{a_2}} - 1}{e^{\frac{\beta_2 t}{a_2}} + 1} \right] \right\}^{\frac{1}{2}} dt + C.$$

verstanden. Die Strombreite sei constant $= B$; analog den Eingangs erwähnten Betrachtungen ist der Zufluss von den Hängen zum Stromschlauche pro Längenelement $= w \cdot dx$. Dieser Zufluss dient einestheils

Fig. 7.



zur Erhöhung des Wasserstandes in der Stromrinne, andernteils zur Lieferung der Abflussmenge während des Zeitelementes dt . Da die letztere $= dW$, die zur Erhöhung des Wasserstandes um dz erforderliche Wassermenge $= B \cdot dz \cdot dx$ ist, so hat man die Beziehung:

$$B \cdot dz \cdot dx + dW - w \cdot dx = 0,$$

welche sich in Rücksicht auf den Umstand, dass das erste Glied als unendlich klein zweiter Ordnung vernachlässigt werden darf, reducirt auf:

$$(20a) \quad dW = w \cdot dx = w \cdot \frac{dx}{dt} \cdot dt$$

Es ist aber wie früher:

$$(19a) \quad v = \frac{dx}{dt} = k \cdot \sqrt{z \cdot J}$$

$$(20b) \quad W = B \cdot z \cdot v = k \cdot B \cdot \sqrt{z^3 \cdot J}$$

Durch Einsetzen des Werthes von $\frac{dx}{dt}$ aus (19 a) in (20 a) findet man:

$$dW = w \cdot k \cdot \sqrt{z \cdot J} \cdot dt$$

und durch Differentiation von (20 b):

$$dW = \frac{2}{3} \cdot k \cdot B \cdot \sqrt{z \cdot J} \cdot dz$$

Die Gleichsetzung beider Ausdrücke ergibt sodann die Differentialgleichung:

$$dz = \frac{2w}{3B} \cdot dt$$

deren Integration mit Zuhilfenahme von (14 a) liefert:

$$z = \frac{2 \cdot M}{3 \cdot B} \cdot \left\{ a_1 \cdot \left[t + \frac{4}{\beta_1 (1 + e^{\beta_1 t})} \right] + a_2 \cdot \left[t + \frac{4}{\beta_2 (1 + e^{\beta_2 t})} \right] \right\} + C$$

wobei zur Vereinfachung der Schreibweise gesetzt wurde:

$$\beta_1 = \sqrt{\frac{4 \cdot k \cdot M \cdot a_1}{a_1}}, \quad \beta_2 = \sqrt{\frac{4 \cdot k \cdot M \cdot a_2}{a_2}}$$

Die Constante ermittelt sich aus dem Anfangszustande mit $z = 0, t = 0$ als zusammengehörigen Werthen zu:

$$-C = \frac{2M}{3 \cdot B} \cdot \left[\frac{4 \cdot a_1}{2 \beta_1} + \frac{4 \cdot a_2}{2 \beta_2} \right]$$

Mit Einführung dieses Werthes in das gefundene Integral folgt:

$$(21a) \quad z = \frac{2M}{3 \cdot B} \cdot \left\{ a_1 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_1} \cdot \frac{e^{\frac{\beta_1 t}{a_1}} - 1}{e^{\frac{\beta_1 t}{a_1}} + 1} \right] + a_2 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_2} \cdot \frac{e^{\frac{\beta_2 t}{a_2}} - 1}{e^{\frac{\beta_2 t}{a_2}} + 1} \right] \right\}$$

Die in der Entfernung x vom Ursprunge den Stromschlauch passirende Wassermenge erhält man mit Hilfe von (20 b) zu:

Das hier auftretende Integral lässt sich als geschlossener Ausdruck nicht herstellen und muss man sich mit annähernd richtigen Werthen begnügen, entweder durch Entwicklung der Wurzel als Reihe oder bequemer durch Ausrechnung bestimmter Werthe des Differentiales für constante Intervalle; x , z und W sind sodann lediglich Functionen von t .

Im Anschlusse an die seitherigen Betrachtungen mögen nun noch einige Bemerkungen über die Einflüsse des Gefälles J und des Wechsels in der Wasserbreite B , welche beide Grössen wir als constant betrachtet haben, Platz finden.

Aus der Gleichung (22) ist zu entnehmen, dass bei constantem Gefälle und constanter Wasserbreite mit zunehmendem x die Geschwindigkeit ebenfalls erheblich zunimmt; so hat dieselbe in dem gerechneten Beispiele mit $x = 60 \text{ km}$ eine Grösse von 3.27 m erreicht und ist also nahe daran, gefährlich zu werden. Bekanntlich entstehen bei solchen und noch grösseren Geschwindigkeiten sehr leicht Uferabbrüche und unliebsame Ueberfluthungen und es kann zur Vermeidung solcher Unzuträglichkeiten die Aufgabe gestellt werden, der Grösse der Geschwindigkeit eine bestimmte Grenze zu setzen oder dieselbe constant werden zu lassen.

Fassen wir zunächst den letztgenannten Fall in's Auge, so stehen zur Erzielung einer constanten Wassergeschwindigkeit drei Wege offen: eine allmähliche Verbreiterung des Strombettes bei gleichbleibendem Gefälle, ein Wechsel im Gefälle der Sohle des Stromes bei gleichbleibender Breite und eine Combination von wechselndem Gefälle und wechselnder Breite.

In der Regel ist das beste und meistens das einzig zulässige Mittel zur Erzielung einer constanten Geschwindigkeit bei Hochwasser die Vergrösserung des Durchflussprofils d. h. die Verbreiterung der Flusssohle. Bei constanter Geschwindigkeit c liefert Gleichung (22) die Bedingung:

$$v = c = \left[\frac{k^2 \cdot J \cdot (W_0 + w \cdot x)}{B} \right]^{\frac{1}{3}}$$

woraus unmittelbar:

$$(25) \quad B = \frac{k^2 \cdot J \cdot (W_0 + w \cdot x)}{c^3}$$

Will man eine constante Geschwindigkeit durch eine stetige Aenderung des Sohlengefälles bei gleichbleibender Strombreite erzielen, so folgt aus (22):

$$(26) \quad J \cdot (W_0 + w \cdot x) = \frac{B \cdot c^3}{k^2}$$

Diese Gleichung stellt eine gleichseitige Hyperbel dar und zeigt deutlich, dass man der gestellten Vorbedingung nur bei besonders günstigen Verhältnissen zu genügen vermag; in der Regel wird das rechnermässig sich ergebende Gefälle bald so viel flacher, als das natürliche, dass man, um theuere Bauten mit sehr grossen Wassertiefen zu vermeiden, nach anderen Auskunftsmitteln suchen muss.

Der am häufigsten vorkommende Fall ist der, dass innerhalb bestimmter Grenzen ein Anwachsen des Wasserstandes geduldet werden kann und die übrigen Verhältnisse sich hiernach richten müssen. Das Gefälle ist in solchem Falle unveränderlich; die Erfüllung der gestellten Bedingung kann also nur durch einen Wechsel in der Breite des Strombettes erreicht werden.

Der Flusslauf möge im Punkte A einen Wasserstand z_0 , im Punkte B einen Wasserstand $z_0 + h$ haben und die Unterstellung, dass von A bis B die Erhöhung des Wasserstandes gleichmässig stattfindet, erlaubt sein. Dann ist an beliebiger, in der Entfernung x von A gelegenen Stelle

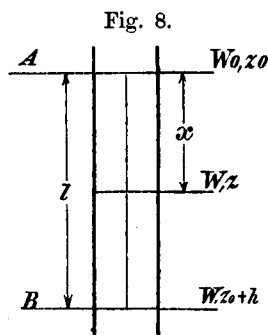


Fig. 8.

$$z = z_0 + \frac{h}{l} \cdot x$$

Die Bedingungsgleichung für die Wassertiefe auf der Strecke AB für eine constante Geschwindigkeit c ist aber nach (22):

$$c = \frac{(k^2 \cdot J \cdot (W_0 + w \cdot x))}{B}$$

und da nach (19): $c = k \cdot \sqrt{z \cdot J}$, so folgt mit Anwendung des vorhin gefundenen Werthes von z die zur Erfüllung der gestellten Aufgabe nothwendige Wasserbreite B :

$$(27) \quad B = \frac{W_0 + w \cdot x}{k \cdot \sqrt{J \cdot (z_0 + \frac{h}{l} \cdot x)^3}}$$

Verlangt man bei wechselndem Gefälle eine constante Wassertiefe, so muss entsprechend Gleichung (21) die Bedingung erfüllt sein:

$$c = \left[\frac{W_0 + w \cdot x}{k \cdot B \sqrt{J}} \right]^{\frac{2}{3}}$$

woraus sich die erforderliche Breite des Stromquerschnittes ergibt zu:

$$(28) \quad B = \frac{W_0 + w \cdot x}{c^{\frac{3}{2}} \cdot k \cdot \sqrt{J}} = \frac{W_0 + w \cdot x}{\sqrt{c^3 \cdot k^2 \cdot J}}$$

Damit wären die rein theoretischen Untersuchungen abgeschlossen.

Vergleicht man dieselben mit anderen vorhandenen Ableitungen, so ist zunächst zu bemerken, dass der Unterschied in der geologischen Beschaffenheit des Niederschlagsgebietes — ob durchlässig oder undurchlässig — in gebührender Weise zum Ausdrucke gebracht ist und die Begriffe vom Scheitel eines Hochwassers etc. wegfallen. Im Uebrigen bedarf es wohl nur der Andeutung, dass die sämtlichen gegebenen Formeln sich auch auf den Fall anwenden lassen, in welchem die Länge des Hanges a nicht constant ist, sondern mit der Breite B , welche sodann gleichbedeutend mit der im Stromschlauch gemessenen Länge x wird, wechselt. Es existirt dann die Beziehung:

$$a = f(x)$$

mit deren Einführung die entsprechende Umgestaltung der Formeln leicht zu vollziehen ist.

Wenn hier solche besondere Verhältnisse nicht abgehandelt werden, so geschieht es lediglich deswegen, um den Ueberblick über den ganzen Verlauf nicht durch selten in der Natur begründete Annahmen, welche weitschweifige Rechnungen bedingen, zu stören.

3. Anwendung der entwickelten Theorie auf ein Beispiel.

Die Anwendung der gegebenen Formeln soll nun für dasselbe Beispiel erfolgen, für welches wir in der ersten

Abtheilung den Zufluss von den Hängen ermittelt haben. In der untenstehenden Figur mögen die Wasserscheiden der Hänge beiderseits in demselben Abstände vom Stromlaufe sich befinden und die Gefälle zwischen den Punkten 0, I, II, III, IV, V, VI und VII, sowie die zugehörigen Werthe wie k und die Strombreiten B entsprechend sein:

Von 0 bis	I: $J = 0.012$	$k = 40$	$B = 10$
" I "	II: $J = 0.010$	$k = 40$	$B = 15$
" II "	III: $J = 0.008$	$k = 40$	$B = 20$
" III "	IV: $J = 0.006$	$k = 40$	$B = 25$
" IV "	V: $J = 0.004$	$k = 40$	$B = 30$
" V "	VI: $J = 0.002$	$k = 40$	$B = 40$
" VI "	VII: $J = 0.001$	$k = 42$	$B = 50$

Unterstellt man wieder einen Regenfall von 0.000003 m^3 pro Quadrat-Meter und Secunde, so findet sich die Zeit, welche erforderlich ist, damit ein von 0 ausgehendes Wassertheilchen nach VII gelange, aus der folgenden Gleichung, welche der Formel (24) der Abtheilung 2 entspricht:

$$T = \frac{6^{\frac{2}{3}}}{m_1} + \frac{15^{\frac{2}{3}} - 6^{\frac{2}{3}}}{m_2} + \frac{27^{\frac{2}{3}} - 15^{\frac{2}{3}}}{m_3} + \frac{42^{\frac{2}{3}} - 27^{\frac{2}{3}}}{m_4} + \frac{60^{\frac{2}{3}} - 42^{\frac{2}{3}}}{m_5} + \frac{165^{\frac{2}{3}} - 60^{\frac{2}{3}}}{m_6} + \frac{285^{\frac{2}{3}} - 165^{\frac{2}{3}}}{m_7} = 664 + 454 + 423 + 450 + 426 + 2448 + 2520 = 7385 \text{ Sekunden.}$$

Dabei waren die Werthe von $m = \left[\frac{8 \cdot k^2 \cdot J \cdot w^3}{27 \cdot B} \right]^{\frac{1}{3}}$:

$$\begin{aligned} m_1 &= 0.0049716 & m_3 &= 0.0068942 & m_5 &= 0.0071702 & m_7 &= 0.0052476 \\ m_2 &= 0.0061305 & m_4 &= 0.0072685 & m_6 &= 0.0060271 \end{aligned}$$

Man ersieht hieraus, dass die Hochfluth mit einer wechselnden, im Mittel 2 m pro Secunde betragenden Geschwindigkeit vorwärts schreitet; da nach der sub Abtheilung 1 entwickelten Tab. I allerwärts in dem betrachteten Gebiete schon nach 12 Stunden von den Hängen der Stromrinne ebensoviel zufließt, als der Regen bringt, wird kurz nach Ablauf von 14 Stunden das Maximum des Hoch-

wassers bei VII eintreten. Die Wassermenge beträgt:

$$W_{VII} = 1000 \cdot (0.006 + 0.009 + 0.012 + 0.015 + 0.018) + 5000(0.021 + 0.024) = 285 \text{ m}^3.$$

Diese Thatsache wird jedoch nur dann stattfinden, wenn die Terrain-Oberfläche vollkommen undurchlässig war, was nicht immer sofort bei Beginn eines Regens der Fall ist, sondern meist erst nach Umlauf einer bestimmten Zeit, während welcher der über dem undurchlässigen Gebirge liegende gute Boden sich mit Wasser tränkt, zu trifft. Je nach Beschaffenheit und Tiefe der Uebergründung wird also der kritische Moment hinausrücken.

Nehmen wir eine Tiefe der Uebergründung von 1 m als vorhanden und eine Wassercapacität derselben von 0.25 an, so vermag in dem betrachteten Gebiete von

95 km^2 der Boden $0.25 \cdot 95,000.000 = 23,750.000 \text{ m}^3$ Wasser aufzunehmen. Die Zeit, welche bis zur Sättigung dieses Bodens mit Wasser vergeht, kann unter Zugrundelegung der Formeln (6) und (7) Abtheilung 1 ermittelt werden.

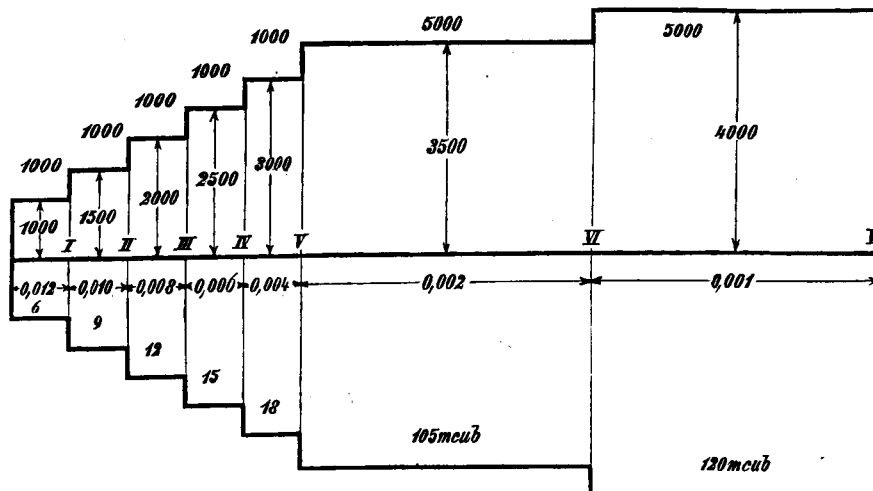
Verwenden wir einen Porositätsfactor $\varphi = 0.005$ und, diesem entsprechend, die Formeln (6a) und (7) und beziehen, der besseren Uebersicht wegen, die pro Secunde versickernde Regenmenge auf die Flächeneinheit, die Wasserhöhe h auf M statt Q , so ermittelt sich aus (6a) und (7) die pro Secunde und Quadrat-Meter versickernde Regenmenge V_m :

$$V_m = \varphi \cdot h = 2 M \cdot \frac{1}{1 + \sqrt{1 + \frac{4 \cdot x \cdot M \cdot a}{\varphi^2 \cdot a}}}$$

und es ergeben sich mit $k = 100$, $M = 0.000003 \text{ m}^3$ in den verschiedenen Zonen des Wassergebietes folgende Werthe für V_m :

$$\begin{aligned} 0-I: V_m &= 0.99940 \cdot M & I-II: V_m &= 0.99960 \cdot M \\ II-III: V_m &= 0.99970 \cdot M & III-IV: V_m &= 0.99973 \cdot M \\ IV-V: V_m &= 0.99980 \cdot M & V-VI: V_m &= 0.99983 \cdot M \\ VI-VII: V_m &= 0.99985 \cdot M \end{aligned}$$

Fig. 9.



Man ersieht alsbald, dass es der Wahrheit sehr nahe kommt, anzunehmen, es versickere der ganze niederfallende Regen in den Boden bis zum Eintritt der Sättigung des letzteren. Unter dieser Annahme berechnet sich die erforderliche Zeit aus der Gleichung:

$$T = \frac{0.25}{0.000003}$$

zu 83.333 Sekunden oder etwas mehr als 23 Stunden.

Eine eigentliche Hochfluth wird sich mithin in VII erst nach $23 + 14 = 37$ Stunden entwickeln, wenn der Boden allerwärts mit einer 1 m dicken Schichte guter Erde bedeckt ist. Da es in erster Linie die Culturen, der Wald, die Wiesen etc. sind, welche den guten Boden festhalten, so ist der wichtige Einfluss derselben in die Augen springend, besonders wenn man noch berücksichtigt, dass einzelne Pflanzengattungen, wie die Bäume, das Gras, die Moose etc. als weitere wasseransammelnde Objecte zu betrachten sind.

Wie dem aber auch sein mag, so würde doch unter allen Umständen in jedem undurchlässigen Terrain nach Umfluss einer gewissen Zeit und an beliebiger Stelle der Stromrinne das ganze, pro Secunde im Niederschlagsgebiete fallende Regenwasser als secundliche Hochwassermenge erscheinen, wenn der Regen in Wirklichkeit ohne Aufhören niederging. Nur dem Umstande, dass heftige Regen

in der Regel — je nach der geographischen Lage — eine beschränkte Zeit andauern, verdankt man das Ausbleiben dieser Consequenz. So war z. B. die Dauer des Regens vom Spätherbste 1824 in Süddeutschland nur 36 Stunden mit 0.000003 m^3 Ergebniss pro Quadrat-Meter und Secunde; bekanntlich hat dieser Regen unerhörte Ueberschwemmungen veranlasst. Sieht man diese Dauer als das denkbarste Maximum an, so wird nach den für unsere Aufgabe gemachten Annahmen der Fluss in VII und unterhalb VII bei Hochwasser niemals eine Wassermenge führen, welche dem Producte aus Niederschlagsgebiet und Einheitszahl M gleichkommt, da in VII erst nach 37 Stunden, weiter unterhalb noch später die denkbar grösste Fluth eintrifft. Wie man durch Rechnung den Einfluss abwärts von VII verfolgen kann, ist nach dem seither Gesagten nicht schwer zu erkennen.

Berücksichtigt man, dass zumeist an den Anfängen der Wasserläufe, insbesondere im Hochgebirge, die Boden-decke ihr Minimum erreicht und nimmt man das nach Abtheilung 1, Tab. I ersichtliche Rechnungs-Ergebniss zu Hilfe, wonach von dem Augenblicke ab, in welchem der Boden durch andauernde Benetzung undurchlässig geworden ist, in den oberen Stromstrecken das Maximum des Zuflusses von den Hängen viel rascher eintritt, als in den unteren mit weiter vom Thalwege entfernten Wasserscheiden, so ist die zu beobachtende Thatsache, dass ein während bestimmter Zeit niedergehender Regen an irgend einer Stelle des Flusslaufes eine umso geringere Anschwellung bedingt, je weiter diese Stelle vom Ursprunge des Flusses entfernt ist, theoretisch hinreichend erklärt.

Das Gesagte gilt aber nur für den Fall des undurchlässigen Terrains; ist das letztere leicht durchlässig und erhält sich diese Eigenschaft während des Regens, so entsteht eine eigentliche Hochfluth nicht, weil, wie wir gesehen haben, fast alles niedergefallene Wasser in den Boden einsinkt.

Eine Niederschlagsfläche, welche theilweise aus leicht durchlässigem, theilweise aus undurchlässigem Terrain sich zusammensetzt, ist aber in der Praxis die Regel und es dürfte hieraus klar hervorgehen, dass es rein unmöglich wird, allgemein gültige Einheitsziffern für Hochwassermengen aus der Grösse des Gesamtgebietes und der pro Secunde fallenden Regenmenge zu bestimmen, wie dies leider, der Bequemlichkeit wegen, noch an vielen Orten geschieht. Für einen einzelnen Flusslauf dagegen lassen sich nach genauem Studium der besonderen Verhältnisse solche allgemeine Anhaltspunkte mit beschränkten Gültigkeitsstrecken festsetzen.

Solche Berechnungen lassen sich meist sehr einfach erledigen, wenn es bekannt ist, wie sich das Terrain als vollständig undurchlässig betrachtet, verhält.

Nehmen wir z. B. an, unser seither betrachtetes Flussgebiet bestehe von I bis V aus undurchlässigem Gebirge, welches im Mittel mit 0.5 m gutem Boden überdeckt sei; von V bis VII sei der Boden durchlässig und es möge während 36 Stunden anhaltend eine Regenmenge von 0.000003 m^3 pro Secunde und Flächeneinheit niedergehen. Wie gross wird die durch VII passirende maximale Wassermenge?

So lange, bis der Boden von I bis VII mit Wasser gesättigt ist, wird von dem Regenfälle dem Stromlaufe nichts zugeführt, sofern wir das Terrain als durchlässig genug ansehen, um $V_m = M$ setzen zu dürfen; an dem V bis VII umfassenden Gebiete ist unter gleichen Prämissen ebenfalls nichts zu erwarten, sofern man von dem normalen Quellenmaasse ($= 7 \text{ l}$ pro Quadrat-Kilometer absieht). Die Zeit, welche vergeht, bis der gute Boden über dem undurchlässigen Terrain mit Wasser getränkt ist, berechnet sich aus:

$$T = \frac{0.25 \cdot 0.5}{0.000003}$$

zu 41.666 Secunden oder etwas mehr als 12 Stunden.

Nach Umlauf von 12 Stunden ist also das Gebiet von I bis V undurchlässig geworden. Aus Tab. I (Abtheilung 1) ersehen wir, dass nach weiteren 12 Stunden das Maximum des Niederschlages durch den Zufluss von den Hängen nach dem Stromlauf nahezu erreicht ist. Da gemäss der früheren Rechnung ein bei 0 gefallener Tropfen schon in 2 Stunden nach VII gelangt, so ist ohne Weiteres anzunehmen, dass bei der jetzigen Sachlage ein solches Wassertheilchen nicht mehr als 12 Stunden zu diesem Wege bedürfen wird. Es fliesst mithin nach 36 Stunden durch VII die Wassermenge:

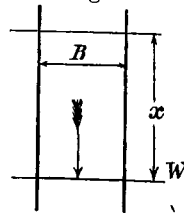
$$W_{VII} = 60 \text{ m}^3$$

Um nun keine Irrthümer aufkommen zu lassen, müssen wir noch bemerken, dass die Beziehung $V_m = M$ durchaus nicht immer gewahrt ist; für ein grosses k (wenig Hindernisse für den Abfluss) ein grosses α (steiler Hang) und einen geringen Werth von φ (geringe Porosität des Bodens) kann die Abweichung zwischen V_m und M eine sehr bedeutende sein, wie denn überhaupt durch eine stetige Abnahme des Werthes φ aus der Formel (6) die Formel (13) entstanden ist. Für sandigen und kiesigen Boden dagegen, sowie auch für Terrains, welche künstlich oder natürlich drainirt sind, darf ein vollständiges Versickern der Regenfälle unbedenklich als zutreffend angenommen werden.

Wie man hier weiter zu gehen hat, ist klar.

Zur Erkenntniss des allmähigen Anwachsens der Hochfluth, überhaupt zur präcisesten Bestimmung der Entwicklung des Hochwassers dienen die sub Abtheilung 2 mit Gleichung (20 a), (21 a) und (23 a) gegebenen Formeln, welche wir nur ihrer complicirteren Gestalt wegen nicht allgemein zum Ausgangspunkte aller Untersuchungen genommen haben. Schwer ist die Benützung derselben übrigens nicht, wenn man sich der folgenden Methode bedient.

Fig. 10.



Es sei S eine beliebige Stelle des Stromlaufes, an welcher zur Zeit $t = 0$, $x = 0$, $W = 0$, $z = 0$, ist. Zählt man nun den Werth von x stromaufwärts, so findet man die allmähliche Zunahme von x entsprechend Gleichung (23 a). Bekanntlich liess sich das dort auftretende Integral nicht als geschlossener Ausdruck darstellen. Setzen wir nun in Gleichung (23 a):

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{2 \cdot M \cdot J \cdot k^2}{3 \cdot B}}$$

$$y = \left\{ a_1 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_1} \cdot \frac{e^{\beta_1 t} - 1}{e^{\beta_1 t} + 1} \right] + a_2 \cdot \left[t - \frac{2}{\beta_2} \cdot \frac{e^{\beta_2 t} - 1}{e^{\beta_2 t} + 1} \right] \right\}^{\frac{1}{2}}$$

so kann sie kürzer geschrieben werden:

$$x = \varepsilon \cdot \int_0^t y \cdot dt$$

Um die Integration durch Ausrechnung bestimmter Werthe des Differentiales für constante Intervalle zu vollziehen, nehmen wir an, es sei:

$$2n \cdot \Delta = t$$

Entsprechen sich nun die Werthe:

$$t = 0, \quad y = 0; \quad t = \Delta, \quad y = y_1; \quad t = 2\Delta, \quad y = y_2; \\ t = 3\Delta, \quad y = y_3 \dots \dots \dots; \quad t = 2n \cdot \Delta, \quad y = y_{2n}$$

so wird:

$$x = \frac{\varepsilon \cdot \Delta}{3}.$$

$$| 0 + y_{2n} + 4(y_1 + y_3 + y_5 + \dots + y_{2n-1}) + 2(y_2 + y_4 + \dots + y_{2n}) |$$

Die Resultate werden schon sehr genau, wenn $\Delta = 10$ Sekunden angenommen wird, so dass für den Verlauf in einer Stunde 360 Ermittlungen nothwendig sind. Es wird in diesem Falle:

$$y_1 = \left\{ a_1 \cdot \left[10 - \frac{2}{\beta_1} \cdot \frac{e^{10\beta_1} - 1}{e^{10\beta_1} + 1} \right] + a_2 \cdot \left[10 - \frac{2}{\beta_1} \cdot \frac{e^{10\beta_1} - 1}{e^{10\beta_1} + 1} \right] \right\}^{\frac{1}{2}} \text{ u. s. f.}$$

Wird $a_1 = a_2$ und ist β_1 , bzw. β_2 keine allzu kleine Zahl, so vereinfacht sich die Rechnung schon nach Umlauf weniger Minuten sehr, weil die mit den Exponential-Functionen behafteten Brüche mehr und mehr $= 1$ werden.

Dass man durch einfache Aenderung der Grenzen (20 a), (21 a) und (23 a) von einem beliebigen Anfangszustande ausgehen kann, bedarf hier der Erwähnung, weil dies bei wechselnder Strombreite erforderlich ist; die Formeln erfahren selbstverständlich dadurch keine Vereinfachung und sind umständliche, zeitraubende Rechnungen in keinem Falle zu umgehen.

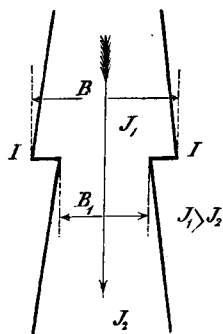
Wie erwähnt, ergibt die Rechnung bei den Breitedimensionen unseres angenommenen Flusses verschiedene stets wechselnde Geschwindigkeiten, sofern ein Hochwasser über vollständig undurchlässigem Terrain angenommen wird. Wollte man der Bedingung Genüge leisten, dass auf allen Strecken die Geschwindigkeit den constanten Werth von 2.5 m pro Secunde annehme, so hätte man die Breite des Flussbettes entsprechend zu variiren. Unter Benützung der Formel (25), Abtheilung 2:

$$B = \frac{k^2 \cdot J}{2.5^3} \cdot (W_0 + w \cdot x)$$

ergeben sich folgende Wasserbreiten:

Bei Profil 0: $B = 0$	
" I: $B = 7.37$ und $B_1 = 6.14$ m	
" II: $B = 15.36$ " $B_1 = 12.29$ m	
" III: $B = 22.12$ " $B_1 = 16.59$ m	
" IV: $B = 25.81$ " $B_1 = 17.20$ m	
" V: $B = 24.58$ " $B_1 = 12.29$ m	
" VI: $B = 33.79$ " $B_1 = 16.90$ m	
" VII: $B = 40.51$	

Fig. 11.



den mittleren Geschwindigkeit v zu multipliciren; kennt man das Gefälle der Wasserspiegeloberfläche, so ergibt ja bekanntlich die Theorie einen in Bezug auf Zuverlässigkeit von der richtigen Schätzung von k abhängigen Anhaltspunkt zur Bestimmung von v . Unter Fluthquerschnitt aber ist die freie Durchflussöffnung eine Brücke, berechnet nach dem höchsten bekannten, und fast allerwärts durch Zeichen fixirten Hochwasserstande zu verstehen.

Das in durchlässigem Terrain in den Boden einsickernde Wasser erfüllt zunächst die Klüfte und Spalten, überhaupt die freien Zwischenräume der stets in Stücke getheilten Gebirgsformationen und trinkt sodann das von ihnen eingeschlossene Gestein bis zu dessen vollständiger Sättigung; in irgend einer Tiefe unter der Bodenfläche ist entweder durch bereits vorhandenes Grundwasser oder durch eine undurchlässige Schichte, das weitere Absinken der Infiltrationen gestört und es wird sodann auf Grund dieser Störungen ein zu Tage tretender Ausfluss hervorgerufen. Zwischen diesem Ausflusse und den ihn speisenden Wasserzügen wird sich ein Verhältniss herstellen, der Art, dass sich der Wasserspiegel in den Letzteren hebt nach anhaltenden Regenfällen und senkt bei länger andauernder Trockenheit. Hebt sich der Wasserspiegel in dem Spaltensystem des Gebirges, so werden immer mächtigere Partien compacten Gesteines mit Wasser getränkt, senkt er sich dagegen, so geben die getränkten Gebirgsmassen überschüssiges Wasser wieder ab, welches sodann dem Spaltensysteme, beziehungsweise dem Abflusse aus demselben zu Gute kommt. Je mächtiger diese unter durchlässigem Boden befindlichen Gesteinsmassen sind und je mehr Wasser sie in ihren Poren und Klüften zu bergen vermögen, umso mehr werden sie im Stande sein, die Infiltrationen anhaltender Regen in sich aufzunehmen und langsam wieder abzugeben.

In Folge der sehr grossen Reibungswiderstände, welche der Durchfluss des Wassers durch die Bodendecke, den in den Klüften und Spalten befindlichen Detritus, die Poren

des Gesteins etc. verursacht, dauert es stets längere Zeit, bis die atmosphärischen Niederschläge an die Stelle gelangen, an welchen sie den unterirdischen Weg wieder verlassen, um als Quelle oder Grundwasser zu Tage oder in die offenen Gewässer auszutreten. Die offenen Wasserläufe werden also in jenen Zeiten, in welchen starke und anhaltende Regenfälle auf ein durchlässiges Niederschlagsgebiet fallen, erst mehrere Tage oder Wochen, nachdem diese Niederschläge stattgefunden haben, durch eine vermehrte Ergiebigkeit der Quellen und Grundwasserströmungen angeschwellt werden; unmittelbar nach dem Regenfälle, wenn derselbe nicht Wochen lange dauert, findet eine Anschwellung nur durch die offen über das Terrain fliessenden Gewässer oder durch intermittirende Quellen, welche als Ueberläufe der Grundwasserreservoirs anzusehen sind, statt.

In dem durchlässigen Niederschlagsgebiete der Seine liegen nun für einen Theil desselben die Grundwasserreservoirs so tief, dass in den zugehörigen Thälern selten oder nie eine Quelle oder ein Wasserfaden zu Tage tritt; für solche Fälle sind die Fluthquerschnitte = Null. Der zweite Theil umfasst jene Thäler, in welchen Quellen entspringen; in solchen Thälern schwankt der Fluthquerschnitt, entsprechend den Wassermengen der Quellen, welche eventuell auch aus anderen, als dem topographischen Niederschlagsgebiete herrühren können. Wesentlich von Belang für die Anschwellungen solcher Wasserläufe sind die intermittirenden oder unbeständigen Quellen (sources éphémères), welche nach anhaltendem Regen oft sehr stark fliessen, jedoch nach wenig trockener Zeit alsbald wieder versiegen. Wir bezeichnen in der nun folgenden Tab. IV mit:

N die Grösse des Niederschlagsgebietes in Quadrat-Kilometer;

F den Fluthquerschnitt der Brücke in Quadrat-Meter;

$f = \frac{F}{N}$ den auf den Quadrat-Kilometer des Niederschlagsgebietes reducirten Fluthquerschnitt.

Tabelle IV.

Kleinere Wasserläufe aus Gebieten bis zu 93 km^2 im durchlässigen Gebirge. Fluthquerschnitte der Brücken.

Nr.	Ortsbezeichnung der Brücke	N	F	f
1	P. de Buxeuilles im Portland-Kalke (Damm)	1	0.00	0.00
2	Brücke über das zweite Thal des Niederschlagsgebietes von der Somme-Soude (Damm); weisse Kreide	2	0.00	0.00
3	Damm der Strasse von Troyes nach Arcis über das Thal am Ursprunge des Arcis; weisse Kreide	3	0.00	0.00
4	Brücke zwischen Lainsecq und Thury; Kimmeridge-Mergel	4	0.32	0.08
5	Brücke über den Ru de l'Oiselet; Kimmeridge-Mergel. Es existirt eine bedeutende unbeständige Quelle	5	1.20	0.24
6	P. d'Obtrée im Thal der Seine auf der Strasse von Troyes nach Chatillon; Oxford-Mergel	9	1.64	0.18
7	Brücke über das grosse trockene Thal am Ausgange der Stümpfe von Pains an der Strasse von Troyes nach Nogent; weisse Kreide	14	0.58	0.04
8	P. de Lavau, auf der Strasse von Troyes nach Merry; weisse Kreide	22	0.40	0.02
9	Aquädukt von Brevon bei Moitron in dem Thale des Brevon; halbdurchlässige Walchererde (terre à foulon)	29	0.80	0.03
10	Brücke über ein Thal am Ausgange von Nitry, Hochebene zwischen der Cure und dem Serein; Korallenkalk	37	2.38	0.06
11	P. de la Chaume über den Ru de Courbe-Charme, Nebenfluss der Aube; Hauptoolith	45	2.36	0.05
12	Brücke über den Bach von Courlange an dem Ausgange eines grossen trockenen Thales und oberhalb der Stümpfe von Saint Georges an der Strasse von Troyes nach Nogent; weisse Kreide	55	1.20	0.02
13	P. de Reigny im Thale der Cure an der Strasse von Paris nach Lyon; Oxfordmergel	67	9.00	0.13
14	Aquädukt der Poire bei Laignes auf der Hochebene zwischen Armançon und Seine, an der Strasse von Chatillon nach Tonnerre; Hauptoolith	82	0.95	0.01
15	P. de Drury über den Ru d'Andries, Nebenfluss der Yonne; Oxford-Mergel	93	12.43	0.13

Wassermengen hat bei diesen Beobachtungen, welche nur im Auszuge hier folgen, Belgrand nicht angegeben; ebenso wenig die veranlassenden grossen Regenfälle.

Es konnten deshalb auch die denselben entsprechenden Columnen in den Tabellen weggelassen werden.

Alle verhältnissmässig grösseren Fluthquerschnitte sind durch unbeständige Quellen (*sources éphémères*) veranlasst; im Haupthoolithe, dem Corallenkalke und dem Portlandskalke, besonders aber in der weissen Kreide erreichen die Fluthquerschnitte ihr Minimum.

Auf der Hochebene des Soissonais und Vexin français findet sich nicht ein einziger Wasserlauf und deshalb auch keine Brücke; hier ist der durchlässige Boden durch den Grobkalk und die zugehörigen Sande, eine Abtheilung des Eocän im Tertiärgebirge bedeckt, über welchen in der Regel eine dicke Schlammschicht lagert. Ganz dieselbe Beobachtung kann man auf der Hochebene zwischen Fontainebleau und Chartres, deren Niederschlagsgebiet den Miocän (*Sables de Fontainebleau* und *Calcaire de Beauce*) angehört, machen; diese geologische Formation, sowie auch die durch die Kreide drainirten Hochebenen der Picardie, des Beauvoisis, Vexin normand, Pays de Laux, des linken Ufers der Eure und des Flussgebietes der Rille gehören zu den vollkommen absorbirenden, in welchen der oberflächliche Wasserablauf gleich Null ist und in welchen Brücken überhaupt unnöthig sind.

Beiläufig mag hier erwähnt werden, dass analoge Verhältnisse im süddeutschen Jura, auf der Hochebene der rauhen Alb in Württemberg etc. ebenfalls vorkommen.

Belgrand entnimmt nun seinen Beobachtungen die folgenden Mittelwerthe für f , bei kleinen und mittleren Niederschlagsgebieten bis zu 1000 km^2 :

Tabelle V.

Oolithische Mergel von Nieder-Burgund	0.00—0.24 m^2
Durchlässiger Oolith b. Thälern { ohne Quellen	0.00—0.01 „
{ mit „	0.00—0.08 „
Weisse Kreide b. Thälern { ohne Quellen	0.00 „
{ mit Grundwasser (Mooren)	0.00—0.17 „
Grobkalk auf den Hochebenen des Gâtinais und des Vexin	0.00 „
Eocän zwischen der Grobkalkformation und den grünen Mergeln	0.00—0.10 „
Miocän, Sande von Fontainebleau, Kalke von Beauce	0.00 „
Hochebene der Normandie und der Picardie, durch die Kreide drainirt	0.00 „

Diese Erfahrungszahlen bestätigen in evidentester Weise die Ergebnisse der Theorie in allen Fällen, in welchen die Infiltration in den Boden und ihre Fortsetzung unter demselben ermöglicht ist, was bei der Entwicklung der Formeln vorausgesetzt wurde.

In ganz anderer Weise gestaltet sich der Verlauf bei undurchlässigem Boden. Allgemein bekannt ist die Thatsache, dass in undurchlässigem Terrain nach anhaltendem Regen alle Wasserläufe den Charakter als Wildbäche annehmen, rasch anschwellen und, sobald der Regen aufgehört hat, wieder rasch zurücktreten. Der kurz vorher noch reissende Strom verwandelt sich alsbald in einen kleinen Bach, welcher bei einigermaassen anhaltender Trockenheit ganz oder

nahezu versiegt. Die durch Regengüsse producirten Hochwasser sind in solchen Gegenden ausserordentlich verheerend und mächtig, aber von kurzer Dauer. Ursächlich dieser rasch entstehenden wilden Wasserläufe wird von der, die undurchlässigen Gebirge überlagernden Bodendecke jedesmal ein Stück losgerissen und an dem Fusse der Thalgehänge, gegen den Thalweg des Flusses hin allmählig verlaufend, abgelagert; die Dauer der Hochwasser ist zu kurz, um den Transport der Abschwemmung auf grössere Entfernungen hin zu gestatten. Bei dem Abschwemmen der Bodendecke vom Gebirge bleiben die von dieser Decke entblössten Felsen, welche dem Angriffe des Wassers Widerstand leisten, stehen und es bildet sich in Folge dessen ein ganz eigenthümlicher Charakter der äusseren Erscheinung des undurchlässigen Terrains aus. Vor allem ist von beiden Seiten des Gebirges gegen den Thalweg ein entschiedenes Gefälle vorhanden und der Fluss befindet sich ganz oder nahezu an der tiefsten Stelle des Thales, im Gegensatz zu dem typischen Verhalten der durchlässigen Thäler, welche meist sehr flach sind und die seitlich aufsteigenden Gebirgshänge in scharfer Kante schneiden, wobei sich auch die Wasserläufe keineswegs an der tiefsten Stelle des Thales, sondern manchmal zwischen Dämmen, durchweg höher als die eigentliche Thalsole, befinden. An den Seiten des Thales zeigt sich bei undurchlässigem Terrain die Wirkung der Regenfälle an den, als Vorsprünge oder Kuppen aufragenden, von der schützenden Bodendecke entblössten Felsen und die Bäche sowohl als der Hauptstrom verlaufen in Schluchten oder tief aufgewühlten Betten, wo sie nicht unmittelbar auf den Felsen herabreichen.

Es ist aber noch ein weiteres, sehr charakteristisches Kennzeichen des undurchlässigen Geländes vorhanden, auf welches wir näher eingehen müssen. Wir erwähnten bereits früher, dass vollständig nacktes undurchlässiges Gestein selten vorkommt und die Bedeckung des undurchlässigen Terrains mit gutem Boden und der, von diesem getragenen Vegetation die Regel bildet. So lange, bis diese sogenannte Ackerkrume mit Wasser gesättigt ist, darf auch im undurchlässigen Terrain die Niederschlagsfläche als durchlässig angesehen werden. Diese Ackerkrume vermag aber eine grosse Wassermenge in sich aufzunehmen, welche sich nach vielen angestellten Versuchen auf 100 bis 500 l im Kubik-Meter berechnet. Nehmen wir nun einen, über dem undurchlässigen Gebirge befindlichen guten Boden von 1 m Tiefe und 0.300 m^3 Wassercapazität, so würde bei anhaltendem Regen von 0.000003 m^3 pro Secunde und Quadrat-Meter (wie wir ihn bei den früheren Beispielen annahmen) eine Zeit von annähernd $\frac{0.300000}{0.000003} = 100.000$ Secunden = 30 Stunden vergehen, bis dieser Boden mit Wasser gesättigt wäre; während dieser Zeit würden also die Regenfälle in den Boden versinken und ein 36stündiger Regen würde sich im Gebiete in Bezug auf das von ihm veranlasste Hochwasser so verhalten, wie ein sechsstündiger, welcher in einem ähnlichen aber vollkommen undurchlässigen Terrain niedergegangen wäre. Es ist in die Augen fallend, welch' günstigen Einfluss in dieser Beziehung eine mächtige Bodendecke auf die Wir-

kungen eines Hochwassers äussern kann. Einen ganz ähnlichen Einfluss üben die Culturen aus, insbesondere der Wald, die Wiesen und die Weinberge. Es liegt ausserhalb des Rahmens dieser Arbeit, auf diesen Gegenstand näher einzugehen; er ist überdies sehr schön behandelt in verschiedenen Werken, vor Allem in dem schon mehrfach erwähnten Werke von Belgrand.

Um nun auf das charakteristische Kennzeichen zu kommen, welches durch diese Einflüsse dem undurchlässigen Gebirge aufgeprägt wird, ist zu beachten, dass bei diesem ein weiteres Versinken des in die Bodendecke eingedrungenen Wassers, wegen der undurchlässigen Unterlage, unmöglich wird; auch eine Fortbewegung als Grundwasser ist zum Mindesten sehr erschwert. Früher aber haben wir gesehen,

[Abtheilung 1
Gleichung (15)] dass auch der oberflächlich stattfindende Wasserablauf nach dem Aufhören des Regens ein sehr langsamer ist. Es empfängt und erhält sich deshalb die über undurchlässiges Terrain ausgebreitete Bodendecke nach niedergegangenen Regenfällen sehr viel Feuchtigkeit, welche ihr nur zum ganz kleinen Theile durch unterirdischen Abfluss entzogen werden kann, ganz im Gegensatz zu dem durchlässigen Untergrunde, in welchen nach gefallenem Regen alles Wasser rasch versinkt und bei welchem deshalb die auflagernde Bodendecke schon nach kurzer Trockenheit ausdort. Deswegen sind auf dem undurchlässigen Boden im Allgemeinen die Culturen üppig und insbesondere zeichnen sich unter denselben die wasserbedürftigsten, die Wiesen, aus, welche nicht allein in der Thalsohle, sondern auch an den Hängen und den Gipfeln der Gebirge zu finden sind und ohne jede Wässerung bestehen können, während im durchlässigen Boden die Wiesencultur nur in den Thalsohlen und dort nur mit Hilfe künstlicher Bewässerung möglich ist. Selbstverständlich ist im undurchlässigen

Terrain die Bildung von Grundwasser und mithin auch die Bildung von Quellen sehr erschwert und werden deshalb beide selten, und nie mit nennenswerther Wassermenge angetroffen.

Die nachfolgenden Tab. VI und VII geben Aufschluss über die von Belgrand erhobenen Fluthquerschnitte der Brücken im undurchlässigen Terrain des Seine-Gebietes; die durchfliessende Hochwassermenge ist nur in wenigen Fällen angegeben. Schliesst man ausnahmsweise starke und eminent flache Sohlengefälle aus, so dürfte bei Fluthquerschnitten von 1 bis 100m², wie sie hier vorkommen, die mittlere Geschwindigkeit v eine Grösse von 2–3 m erreichen, successive steigend mit der Grösse der Querschnittsfläche. In den Tabellen bedeutet:

N Die Grösse des Niederschlagsgebietes in Quadrat-Kilometer.

F Den Fluthquerschnitt der Brücke in Quadrat-Meter.

W Die durch den Fluthquerschnitt fliessende Wassermenge in Kubik-Meter.

V Die pro Quadrat-Kilometer des Niederschlagsgebietes berechnete Wassermenge in Kubik-Meter.

$f = \frac{F}{N}$ Der pro Quadrat-Kilometer des Niederschlagsgebietes erforderliche Fluthquerschnitt in Quadrat-Meter.

Die geologische Formation, sowie etwaige besondere Bemerkungen und die nähere Bezeichnung des Gebietes, sind in der zweiten Columnne zu finden.

Im Morvan befinden sich viele Teiche und Seen, welche die Fluthwelle der Hochwasser reguliren; auch sind die Thalgefälle, beziehungsweise die Abflussgeschwindigkeiten, verhältnissmässig grösser, als im Lias des Auxois. Der Letztere, sowie auch der Kimmeridgien-Mergel in Lothringen sind sehr wenig durchlässig; hier ergeben sich

Tabelle VI.

Kleinere Wasserläufe aus Gebieten bis zu 70km² in undurchlässigem oder sehr wenig durchlässigem Gebirge. Fluth-Querschnitte der Brücken.

Nr.	Ortsbeschreibung der Brücke	N	F	W	V	f
1	P. de la Lie im Granite des Morvan; la Lie ist Nebenfluss des Cousin. Die Durchflussöffnung ist ungenügend	2	4·32	—	—	2·16
2	P. du ru Réglé im Lias des Auxois; Ru Réglé ist Nebenfluss des Armançon	3	3·00	—	—	1·00
3	P. des Vaux im Lias des Auxois; Nebenfluss des Armançon	4	9·00	—	—	2·25
4	P. à Deuxnoux im Kimmeridgien-Mergel; Nebenfluss des Aire in Lothringen	4	6·70	7·00	1·75	1·67
5	P. du ru de Marmeaux im Lias des Auxois; Nebenfluss des Serein	6	5·04	—	—	0·84
6	P. du Cernant im Lias des Auxois; Nebenfluss des Armançon	7	8·75	—	—	1·19
7	P. des Isles im Lias des Auxois; Nebenfluss des Armançon	9	11·83	—	—	1·31
8	P. de la Cousance bei Ippécourt im Kimmeridgien-Mergel in Lothringen; Nebenfluss des Aire	11	6·40	14·00	1·27	0·58
9	P. du ru de Montmain, bei Avallon. Granit des Morvan	14	9·00	—	—	0·64
10	P. sur la Melche. Nebenfluss des Chée, untere Kreide, bei Loupy-le-Petit. Die Kreide-Mergel sind nicht ganz undurchlässig	16	3·60	8·00	0·50	0·22
11	P. de Massène über die Presle im Lias des Auxois, Nebenfluss des Armançon	19	18·00	—	—	0·95
12	P. de la Baigne, bei Saulien, Route von Paris nach Lyon, im Granite des Morvan; Nebenfluss des Serein	22	15·50	—	—	0·70
13	P. de Triancourt, über den Evre, untere Kreide; Nebenfluss des Aisne. Die Kreidemergel sind nicht ganz undurchlässig	25	12·10	—	—	0·50
14	P. sur le ru de Brabant, untere Kreide; Nebenfluss der Chée bei der Mühle von Peroye. Kreide-Mergel, nicht ganz undurchlässig	30	8·90	18	0·60	0·30
15	P. de la Baigne bei Villargoix im Granite des Morvan; Nebenfluss des Serein	35	27·75	—	—	0·79
16	P. de Rumilly über den Hozain; untere Kreide. Die Kreide-Mergel sind nicht ganz undurchlässig	40	16·45	—	—	0·41
17	P. sur l'Armançon bei Gisseyle-Vieil, Lias, Auxois	70	35·54	—	—	0·51

Tabelle VII.

Mittlere Wasserläufe aus Gebieten von 70—1000 km² in undurchlässigem oder sehr wenig durchlässigem Gebirge.
Fluthquerschnitte der Brücken.

Nr.	Ortsbeschreibung der Brücke	N	F	W	V	f
1	P. de la Baigne bei la Motte-Ternant im Granite des Morvan; Nebenfluss des Serein	73	44.79	—	—	0.61
2	P. sur la Biesme an der Grenze des Departements der Meuse, untere Kreide, nicht mehr ganz undurchlässig	101	35.00	47	0.47	0.35
3	P. de la Barse bei Chantelot; untere Kreide, nicht mehr ganz undurchlässig	154	40.85	—	—	0.26
4	P. de l'Epte bei Gournay, pais de Bray; untere Kreide, nicht mehr ganz undurchlässig	173	28.71	—	—	0.17
5	P. de Magny über den Cousin, unterhalb der drei Einflüsse der Wildbäche Trinquelin, Romanet, Tournessac im Granite des Morvan	257	62.50	—	—	0.24
6	P. de Genay über den Armançon im Lias des Auxois	302	106.00	—	—	0.35
7	P. de Pontanbert über den Consin am Austritte aus dem Granite des Morvan	345	71.40	—	—	0.21
8	Eisenbahnbrücke bei Buffon über den Armançon im Lias des Auxois	400	160.00	—	—	0.40
9	P. de Guillon über den Serein im Lias des Auxois; der Durchfluss-Querschnitt hat sich als ungenügend erwiesen	450	75.00	300.00	0.67	0.17
10	P. d'Asquins über die Cure im Morvan bei dem Austritte des Flusses aus dem Lias	520	99.00	—	—	0.19
11	Brücke über die Voire zwischen Lassicourt und Rosnay, untere Kreide, nicht mehr ganz undurchlässig	643	95.40	—	—	0.15
12	P. de Bessy über die Cure, Granit des Morvan, Hochwasser vom Jahre 1836	911	213	—	—	0.23

also die grössten Fluthquerschnitte. Wesentlich weniger undurchlässig sind die unteren Kreidemergel, insbesondere der green-sand, aus welcher Formation die artesischen Brunnen von Paris gespeist werden.

Das bei Tab. VI über den Einfluss der mehr oder weniger scharf zutreffenden Undurchlässigkeit Gesagte gilt auch für VII.

Belgrand zeigt sodann an dem Beispiele der Brie, einer Landschaft, welche vom Zusammenflusse der Seine und Marne ostwärts bis Sézanne reicht, und dem oberen Eocän angehört (Argiles et meulières de Brie), sowie an dem Gâtinais, welches südlich vom Zusammenflusse der Seine und Yonne gelegen ist und von dem Loing, sowie der Ouanne durchströmt wird, wie besondere Verhältnisse, hauptsächlich die minimalen Bodengefälle auf diesen Hochebenen, sowie auch die zahlreichen Teiche und Seen im Gâtinais auf den Wasserabfluss einwirken. Im Uebrigen gehört die Brie nicht mehr zu den undurchlässigen Terrains, weil hier eine Menge mit grauen Sanden umhüllte Mühlensteine den Thonen eingemengt sind und dadurch viele Stellen entstehen, an welchen die atmosphärischen Niederschläge versinken, um jene grossen Quellen zu speisen, von welchen die Sourdon und die Dhuis eine ganz besondere Bedeutung erlangt haben. Das Gâtinais ist eine, mit unzähligen Teichen übersäete Hochebene, welche, fast ganz ohne Gefälle, ein aus Thonen und thonigen Sanden bestehendes Gebirge unter sich hat und zu Zeiten starker Regenfälle nicht gerade viel Wasser in die eingeschnittenen Wasserläufe gelangen lässt. In diesen Gebirgsformationen gelten folgende Mittelwerthe für f :

a) Argiles et meulières de Brie.

Bei tief eingeschnittenen, nahe anein-

ander liegenden Thälern 0.19—1.00 m²

Auf der grossen flachen Hochebene 0.04 „

Bei halbdurchlässigen Kalksteinen auf der Brie 0.08—0.21 „

b) Gâtinais.

In jenen Gegenden, welche keine Samelteiche oder Seen besitzen 0.09—0.46 „

In den Gegenden, in welchem viele

Teiche sich befinden 0.05—0.16 m²

Im Allgemeinen gibt Belgrand nachstehende Fluthquerschnitte f pro Quadrat-Kilometer als Mittel seiner Beobachtung im undurchlässigen, beziehungsweise wenig durchlässigen Gebirge:

a) Wenn das Niederschlagsgebiet kleiner als 70 km² ist.

Im granitischen Terrain des Morvan . . . 0.37—0.79 m²

Im Lias bei flachem Gelände und geringem Gefälle 0.50—0.67 „

Im Lias bei stark geneigter Fläche und grossem Gefälle 0.84—1.36 „

Belgrand bemerkt, dass die letztgenannten Fluthquerschnitte zu gering sind und auf 0.87—1.50 erhöht werden sollten.

Untere Kreidemergel, je nachdem dieselben sandig oder thonig 0.22—1.25 m²

Kimmeridge-Mergel in Lothringen 0.41—0.83 „

b) Wenn das Niederschlagsgebiet zwischen 70 und 1000 Quadrat-Kilometer misst.

Im granitischen Terrain 0.17—0.24 m²

Belgrand bemerkt, dass diese Fluthquerschnitte nicht ausreichen und statt derselben 0.23—0.30 genommen werden sollte.

Im Lias 0.26—0.40 „

Untere Kreidemergel, je nach ihrer Beschaffenheit 0.12—0.35 „

Kimmeridge-Mergel von Lothringen 0.47 „

Vergleicht man diese Zahlenwerthe mit jenen, wie wir sie für das durchlässige Terrain gefunden haben, so erhält man einen deutlichen Beweis durch Thatssachen für die früher angestellten Betrachtungen. Wir haben zur Erläuterung nur Weniges zuzufügen.

Vor Allem möge berücksichtigt werden, dass Niederschlagsgebiete von 70—1000 km² in ihrer ganzen Ausdehnung selten vollständig im undurchlässigen

Terrain sich befinden, dass also bei so grossen Ausdehnungen des Niederschlagsgebietes, schon aus diesem Grunde kleinere Zahlen für f entstehen. Sodann ist weiter zu beachten, dass mit der Grösse des Umfanges eines derartigen Gebietes die Wahrscheinlichkeit gleichzeitigen Auftretens intensiver Niederschläge an allen Orten abnimmt, mithin auch jene für das gleichzeitige Anschwellen aller Zuflüsse. Im Uebrigen ergeben die Tabellen in Uebereinstimmung mit der Theorie, dass in kleinen Niederschlagsgebieten die Hochwassermengen verhältnissmässig zur Zeitdauer des einwirkenden Regenfalles viel bedeutender sind, als in grossen; dies rührt daher, weil die Wirkung des anhaltenden Regens in kleinen Gebieten viel rascher eine Annäherung an das Niederschlags-Maximum Q hervorruft, als in grossen. So sind z. B. nach Tab. I für das im zweiten Felde 2.05 km^2 betragende Gesamt-Niederschlagsgebiet nach 6 Stunden Regen von 0.000003 m Höhe bereits 96 % des Maximums erreicht, im letzten Felde dagegen bei 47.5 km^2 Niederschlagsgebiet erst 79 %; nach Tab. II ist nach 6 Stunden Regen gleicher Intensität im zweiten Felde der Zufluss zum Stromschlauch 66 %, im letzten Felde 40 % des Maximums, wobei aber das Niederschlagsgebiet jetzt viermal so gross ist. In ähnlicher Weise ergibt sich für noch grössere Niederschlagsgebiete die betreffende Ziffer.

Wo diese Zuflüsse nicht schon nach 24stündigem Regen dem Niederschlags-Maximum gleichkommen, ist nur die Ueberlagerung des undurchlässigen Gebirges mit gutem Boden die Ursache; da diese Ueberlagerung im kleinen Gebiete, in welchem die Wasserscheiden sehr nahe aneinander liegen, in der Regel eine weniger hohe ist, als in grossen Gebieten, in welchen die Alluvionen mehr und mehr sich ansammeln, erfolgt die Sättigung des guten Bodens mit Wasser und damit der Beginn vollkommener Undurchlässigkeit im kleinen Gebiete viel rascher, als im grossen. Wenn deshalb z. B. ein 36stündiger Regen von 0.000003 m Höhe, wie derselbe im Jahre 1824 über Süddeutschland niederging, im kleinen Gebiete schon nach 4–5 Stunden den Boden gesättigt hat, können im grossen Gebiete 30 Stunden und mehr vergehen, bis diese Sättigung eingetreten ist; eine bemerkenswerthe Anschwellung beginnt also im letzteren erst nach 30, im ersteren schon nach 5 Stunden und es wird in Folge dessen im ersteren längst das Maximum eingetreten sein, bis im letzteren ein erheblicher Zufluss zum Stromschlauche beginnt. In Bezug auf das Ansaugungsvermögen beziehungsweise die Wassercapazität mag hier nochmals erwähnt werden, dass warmer trockener Boden viel mehr aufzunehmen vermag, als kalter und schon etwas feuchter; in diesem Umstande ist sodann die Erklärung der Thatsache zu finden, weshalb in den Sommermonaten im flachen Lande, in welchem schon ein bedeutendes Niederschlagsgebiet vorliegt, die Hochwasser sehr selten sind, während sie unter übrigens gleichen Umständen in engen Gebirgsthälern mit kleinem Gebiete häufig vorkommen.

Das theoretische Ergebniss, dass in Thälern, in welchen die Wasserscheiden dem Flusslaufe sehr nahe liegen, die Hochwasser rascher dem Maximum zueilen, als in sehr breiten Thälern mit weit entfernten Wasserscheiden, ist

durch Beobachtungen von Belgrand vielfach bestätigt; hierin steht er aber mit seinen Erfahrungen nicht vereinzelt da. Jeder Ingenieur, welcher Gelegenheit hatte, die verhältnissmässig colossalen aber keineswegs zu grossen Fluthquerschnitte der Brücken in den engen Thälern der Hochgebirge zu sehen, muss auf denselben Schluss kommen.

Im Uebrigen weisen die Maximalzahlen Belgrand's mit $f = 2.25$, und 2.16 , beziehungsweise 1.50 und eine zu rund 2 m geschätzte mittlere Durchflussgeschwindigkeit auf Regenfälle von 0.0000045 , 0.00000432 und 0.000003 m^3 pro Quadrat-Meter und Secunde hin; solche Niederschläge übertreffen den von uns schon mehrfach erwähnten vom Jahre 1824 mit 0.000003 m^3 pro Quadrat-Meter und Secunde und einer Dauer von 36 Stunden. Wenn in den anderen Niederschlagsgebieten das Verhältniss der Hochwassermenge zur Niederschlagsmenge erheblich kleiner als 1 ist, so wird damit bewiesen, dass hier ein vollständig undurchlässiger Boden nicht vorgelegen hat und die Hochfluth aus den früher erwähnten Ursachen erst längere Zeit nach Beginn des Niederschlages anzuschwellen begann. Glücklicherweise sind Fälle der letzteren Art Regel und Regenfälle von 0.000003 m^3 und darüber, welche länger als 36 Stunden dauern, sind in unserem Klima selten. Da ersichtlich die Zeitdauer des Niederschlages das entscheidende Moment für die Berechnung des Hochwassers an irgend einer Stelle eines Flussgebietes ist und man über die früher stattgehabten Maxima in der Regel aus alten Chroniken etc. Aufschlüsse zu erhalten vermag, so können im einzelnen Falle die Folgen vorhergesehen werden.

Wir kommen nach allem Vorgebrachten zu dem Schlusse, dass sich unter gegebenen Verhältnissen jederzeit richtige oder annähernd richtige Berechnungen über Hochwassermengen anstellen lassen. Vor allen Dingen empfiehlt es sich, in kleinen Niederschlagsgebieten mit wenig Bodendeckung und undurchlässigem Untergrunde die Hochwassermenge dem Maximum des Niederschlages pro Secunde, multiplicirt mit der Fläche des Regengebietes gleich zu setzen. Dabei können natürlich nur die andauernden grossen Niederschläge in Betracht kommen, nicht aber die Regenhöhen, wie sie einem kurzen Wolkenbruche entsprechen (welcher übrigens bei der Kürze der Zeit seiner Wirkung, selten erheblichen Schaden anrichtet). Unter kleinen Niederschlagsgebieten sollen solche mit einem Flächenmaasse bis zu 10 km^2 gemeint sein. Ist ein solches Niederschlagsgebiet vollkommen wasserdurchlässig, so richtet sich die Hochwassermenge nach dem Quellergebnisse, welches überall gemessen werden kann. In einem derartigen Terrain treten selbst nach einem lange anhaltenden Regen selten Oberflächenwasser auf und selbst dann, wenn sie auftreten, ja wenn sie sogar durch einen, das Thal überquerenden Damm angestaut werden, versinken sie alsbald nach Aufhören des Regens, ohne irgend welchen Schaden zu thun. Sobald das Niederschlagsgebiet grössere Dimensionen annimmt und insbesondere dann, wenn dasselbe aus durchlässigem und undurchlässigem Terrain zusammengesetzt ist, gestaltet sich die Berechnung der Hochwassermenge nicht mehr so einfach. Ist der Untergrund im Allgemeinen undurchlässig, so wird stets eine

Schichte guten Bodens darüber liegen, welche erst mit Wasser gesättigt sein muss, ehe die eigentliche Hochfluth beginnt. Dauert z. B. der Regen 24 Stunden, so vergehen hievon manchmal 20, ohne dass ein beachtenswerther Zufluss zum Stromschlauche beginnt; erst in den letzten 4 Stunden wird sich ein solcher zu entwickeln suchen. Dabei wären dann, unter den für das letzte Feld der Tab. I giltigen Annahmen nur etwas mehr als die Hälfte der pro Secunde auf das ganze Gebiet fallenden Niederschlagsmenge abzuführen. Sind die Wasserscheiden so weit vom Flusslaufe ab gelegen, wie in Tab. II angenommen, so berechnet sich das abzuführende Wasserquantum etwa auf $\frac{1}{4}$ u. s. f. Ist der Untergrund ein zusammengesetzter, so ist zunächst das undurchlässige von dem durchlässigen Gelände zu trennen; sodann darf fast ausnahmslos angenommen werden, dass nach einem anhaltenden Regenfälle die Hochwasser aus dem undurchlässigen Gebiete längst abgelaufen sind, ehe die Anschwellungen aus den vermehrten Quellenergüssen des durchlässigen Gebietes beginnen. Ein eigentliches Hochwasser wird deshalb in einem solchen Gebiete nur dann eintreten, wenn sich mehrere starke Regenfälle rasch wiederholen, so dass mit dem anhaltenden, allmäligen Steigen des Wasserlaufes aus dem durchlässigen Gebirge die Hochfluthen aus dem undurchlässigen Niederschlagsgebiete zusammentreffen. Diese Verhältnisse sind schon complicirter Natur und gestatten eine einfache Zahlenangabe nicht mehr. Dagegen ist das Maximum an Hochwasser, welches eintreten könnte, zu bestimmen. Bezeichnet N_u das undurchlässige und N_d das durchlässige Gebiet in Quadrat-Kilometer, so ist das Gesamtgebiet $N = N_u + N_d$; für das durchlässige Gebiet kommt das normale Quellenmaass mit rund $0.007 m^3$ pro Secunde und Quadrat-Kilometer (für Gebirgsgegenden in einem Klima, wie jenes von Süd-Deutschland und der Schweiz) in Betracht. Rechnet man nun den ungünstigsten Fall und eine Niederschlagsmenge von M Kubik-Meter pro Quadrat-Meter und Secunde, so besteht die Ungleichung:

$$W < 1000000 \cdot M \cdot N_u + 0.007 \cdot N_d$$

Man kann, unter c einen Factor, kleiner als 1 verstanden, diese Ungleichung auch ersetzen durch die Beziehung:

$$(28) \dots W = 1000000 \cdot c \cdot M \cdot N_u + 0.007 \cdot N_d$$

und hat sodann den richtigen Werth von c durch genaues Studium der Verhältnisse zu ermitteln; derselbe bezieht sich nur auf das undurchlässige Gebiet beziehungsweise dessen Bedeckung und ist umso näher an 1, je kleiner N und je näher die betrachtete Flussstelle dem Ursprunge liegt.

Das sicherste Mittel, um die zwei Grössen N_u und N_d in der Natur zu bestimmen, ist eine genaue geologische Untersuchung des Niederschlagsgebietes. Leider ist die grosse Wichtigkeit solcher Untersuchungen noch lange nicht allerwärts gebührend gewürdigt, so dass nur für wenige Gegenden diese Vorstudien bereits gemacht sind; dass dieselben gründlich nur durch einen Fachmann erledigt werden können, bedarf wohl kaum der Erwähnung. Mangels solcher Untersuchungen muss man sich sehr häufig mit allgemeinen Kennzeichen für

die Unterscheidung des durchlässigen von dem undurchlässigen Gebiete begnügen und diese sind etwa folgende:

Die Wasserläufe des undurchlässigen Gebietes führen meist trübes und unbeständiges Wasser und versiegen im trockenen Sommer ganz oder nahezu; jene aus dem durchlässigen Gebiete sind in der Regel klar und frisch, ändern ihre Temperatur nicht leicht und versiegen nie. Die Industrie bezeichnet deshalb die erstere Art Wasserläufe als unbeständige, beziehungsweise schlechte Wasser, und benützt sie selten; an den Letzteren sind stets industrielle Anlagen in grosser Zahl errichtet und sie werden als gute Triebwasser allerwärts hochgeschätzt. Im undurchlässigen Terrain gibt es wenig oder gar keine Quellen; die Bäche und Rinnsale sind ausserordentlich zahlreich, in Schluchten und Thalsohlen tief eingeschnitten und zum grossen Theile wenige Tage nach dem letzten Regenfälle ohne Wasser. Von einer Quelle an ihrem Ursprunge oder überhaupt von einem eigentlichen Ursprunge derselben ist nicht die Rede; sie knüpfen ihr kurzes Dasein an ergiebige Regenfälle und verschwinden mit diesen. Man ist deshalb gezwungen, sie durch grössere Seen oder Sammelteiche zu führen und dort zu reserviren, wenn man nachhaltigen Abfluss erzielen will. Die Zahl der Seitenzuflüsse zum Thalwege im undurchlässigen Terrain ist ausserordentlich zahlreich und die Thäler selbst sind niemals flach, sondern steigen von dem tief eingeschnittenen Flussbette aus rasch gegen die Wasserscheiden an. Des bereits früher erwähnten Kennzeichens der üppigen Culturen in solchem Gelände, insbesondere der sogar an den Hängen und auf den Gipfeln der Berge gedeihenden Wiesen soll hier besonders gedacht werden.

Die Wasserläufe im durchlässigen Terrain sind viel weniger zahlreich, fliessen in der Regel nur auf den Thalsohlen und beginnen als Quellen; auf ihrer ganzen Längenausdehnung empfangen dieselben entweder continuirlich oder streckenweise Grundwasserzuflüsse. Solche, aus durchlässigem Terrain kommende Wasserläufe können nur dadurch bestehen, dass unterhalb derselben entweder die Poren und Klüfte des Gebirges vollkommen mit Wasser gesättigt sind oder dass sie über undurchlässigen Schichten liegen; sie zeichnen sich dadurch aus, dass sie beinahe in jeder Jahreszeit reichliche Wassermengen führen. Wo die ebengedachte Anordnung nicht stattfindet, ist das durchlässige Terrain fast zu allen Zeiten eine wasserlose, weder von Rinnsalen noch von Gräben durchzogene Fläche. Sehr selten sieht man in solchem Terrain an den Hängen oder auf höheren Punkten eine Wiesencultur; die letztere ist auf die Thalsohlen beschränkt und auf künstliche Bewässerung angewiesen. Die Vegetation ist ärmlich und die Thalgründe sind sehr häufig mit Torfmooren bedeckt. Bei einiger Uebung sind auf Grund dieser Kennzeichen auf jeder topographischen Karte die undurchlässigen Gebiete von den durchlässigen leicht zu trennen; wo man zahlreiche tief eingeschnittene Wasserläufe, hochgelegene Wiesen-culturen etc. erblickt, hat man das undurchlässige Gebiet vor sich; zeigen sich dagegen verhältnissmässig sehr wenige Wasserläufe, keine Wiesen an den Hängen oder auf den Höhen und eine reichliche Zahl Triebwerke im Thal, so

kann man mit Sicherheit auf ein ganz oder theilweise durchlässiges Gelände schliessen.

Wie erwähnt, ist es nicht möglich, den zu Gleichung (28) gehörigen Factor c zum Vornherein anzugeben, so dass ohne Weiteres für jeden Fall ein leicht zu erreichendes Resultat herauskäme, wie es vielleicht Manchem erwünscht wäre. So leicht kommt man über derartige grosse Aufgaben nicht weg. Hier sind es nur gründliche und umfassende Studien, welche zum Ziele führen und wobei ganz besonders noch im Auge zu behalten ist, dass, wenn die unterirdischen Reservoirs der durchlässigen Terrains mit Wasser angefüllt sind, sich die Terrainoberfläche derselben gerade so zu verhalten beginnt, wie die undurchlässige. Solche Zustände der Sättigung durchlässigen Terrains erkennt man an dem Auftreten der unbeständigen Quellen, welche in vielen Gegenden auch Maibrunnen, Hungerbrunnen u. dgl. genannt werden und in weiteren Kreisen bekannt sind.

Ist übrigens das Niederschlagsgebiet ein kleines, etwa $10-50 \text{ km}^2$, so wird man in Rücksicht auf die Möglichkeit ungünstiger Regenfälle und nach vielen Erfahrungen mit $c = 0.7-0.8$, bei ganz kleinen Gebieten $c = 1$, den wirklichen Verhältnissen ziemlich nahe kommen. Für solche Fälle kann man also die seitherige Gepflogenheit, unmittelbar durch Multiplication der Fläche des Niederschlagsgebietes mit einem empirischen Coefficienten die an irgend einer Stelle eines Flusslaufes passirende Hochwassermenge zu bestimmen, als rohe Annäherung beibehalten.

Schluss.

Fassen wir das Resultat sämtlicher Auseinandersetzungen nochmals kurz zusammen, so ergeben sich folgende Hauptgesichtspunkte:

1. In jedem Niederschlagsgebiete eines Wasserlaufes ist die Hochwassermenge wesentlich von der geologischen Beschaffenheit des Terrains abhängig und deshalb eine gründliche Untersuchung nach dieser Richtung hin von grösster Wichtigkeit. Im durchlässigen Terrain versinkt, wie im drainirten Boden, der grösste Theil jedes Regenfalles und es ist deshalb hier der Beitrag aus den Regenfällen zu den Hochwassern ein sehr geringer, nahezu = Null. Das undurchlässige Terrain hat die Eigenschaft der Undurchlässigkeit entweder von Anfang ab oder nach Umlauf einer bestimmten Benetzung; im

ersteren Falle müssen die Niederschläge rasch von dem offenen Wasserlaufe aufgenommen werden, im letzteren Falle erst dann, wenn der über dem undurchlässigen Gebirge liegende Boden mit Wasser gesättigt ist.

2. Die Grösse der Hochfluth ist nicht allein von der Intensität des Regens, sondern hauptsächlich von der Dauer desselben abhängig und es gibt für jedes undurchlässige, oder nach Empfang einer bestimmten Wassermenge gesättigte durchlässige Terrain eine Regendauer, nach deren Umfluss die Hochwassermenge gleich der pro Secunde auf die ganze Niederschlagsfläche fallenden Regenmenge wird und damit ihren Maximalwerth erreicht. Der Zeitpunkt, zu welchem dies stattfindet, ist umso entfernter vor dem Beginn des Regens, je mächtiger die Ueberlagerung des undurchlässigen Gebirges mit gutem Boden und je mehr dieser Boden mit Wald oder sonstigen, den Abfluss des Wassers aufhaltenden Culturen bedeckt ist, je weiter die Wasserscheiden vom Thalwege abstehen und mit je geringerem Gefälle die Thalseiten gegen den Flusslauf einfallen.

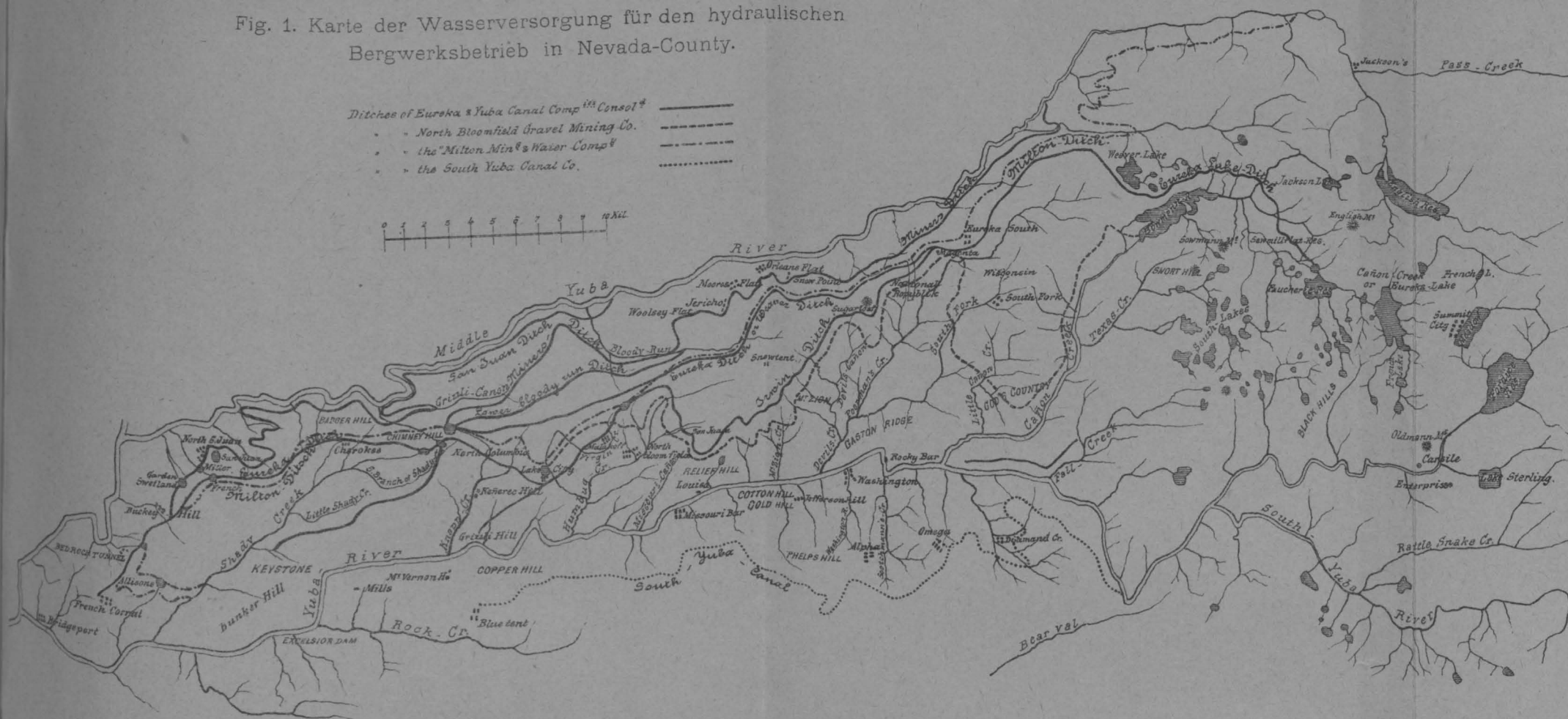
3. Jeder einzelne Wasserlauf hat seine Eigenart in Bezug auf das Verhalten bei Hochwasser und deshalb ist es nicht möglich, richtige und allgemein gültige Regeln für die Berechnung von Wassermengen aus der Grösse des Niederschlagsgebietes aufzustellen. Das einzige Mittel, um die zutreffenden Zahlen zu finden, ist ein genaues Studium der geologischen und Regenverhältnisse eines Niederschlagsgebietes.

4. Die mittlere Geschwindigkeit, mit welcher das Hochwasser einen Stromquerschnitt passirt, ist in der Regel kleiner, als sie sich nach der üblichen Berechnung mit den empirischen Coefficienten von Kutter-Ganguillet u. A. ergibt und zwar ist sie dies umsomehr, je mehr Geschiebe ein Hochwasser führt, weil ein grosser Theil der Arbeit des Gefälles zum Abschleifen von Geröllen etc. verwendet wird.

5. Sind die geologischen und die Regenverhältnisse eines Gebietes bekannt, so ist man auf Grund der im Vorstehenden entwickelten Formeln in der Lage, sich ein der Wahrheit nahe kommendes Bild über den Verlauf der Hochfluthen zu machen.

Stuttgart, am 15. Februar 1885.

Fig. 1. Karte der Wasserversorgung für den hydraulischen Bergwerksbetrieb in Nevada-County.



PROFILE VON THALSPERREN AUS TROCKENMAUERWERK.

Fig. 3. Querprofil des „English-Dammes“.

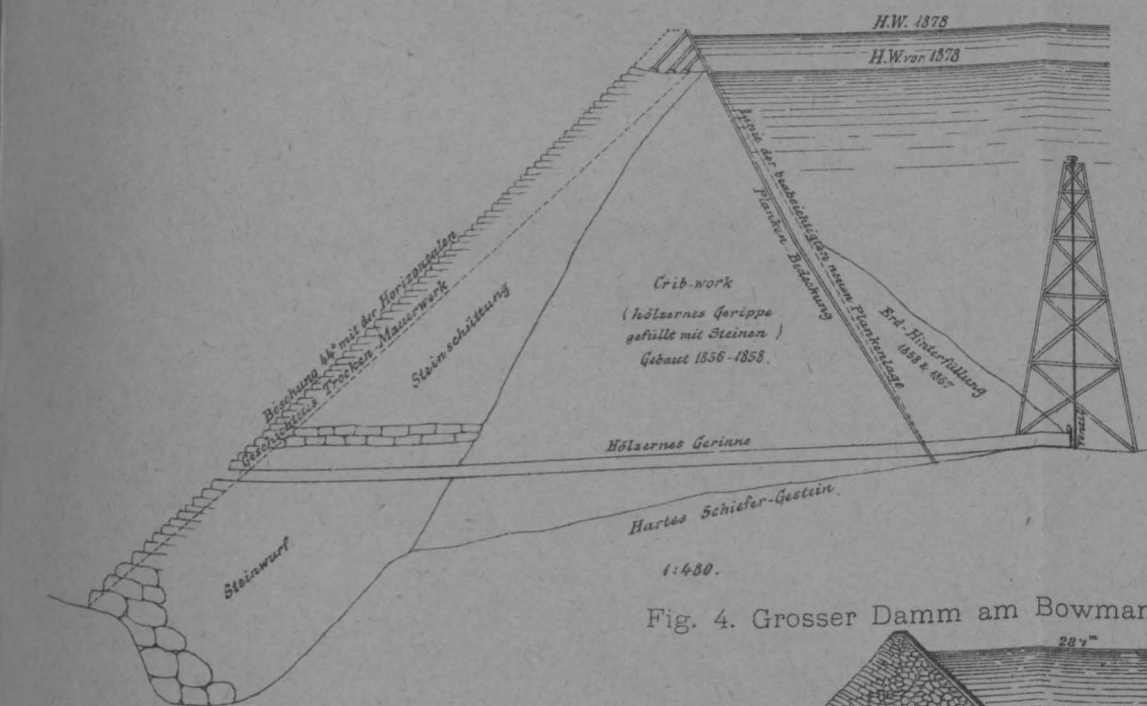


Fig. 4. Grosser Damm am Bowman-Reservoir.

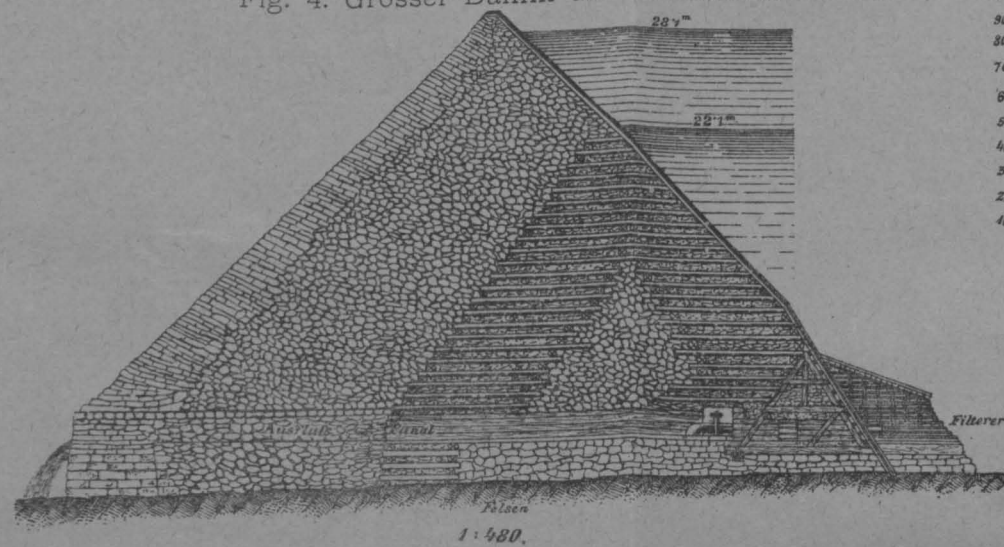


Fig. 2. Type eines Reservoir-Dammes aus Trockenmauerwerk.

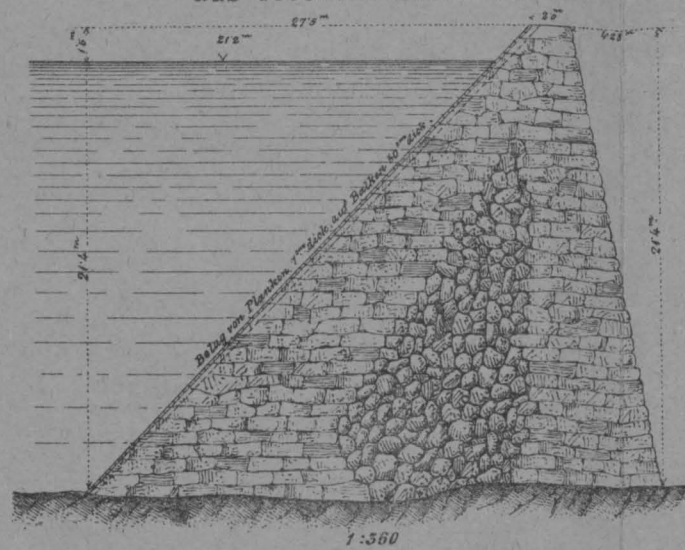


Fig. 6. Längenprofil des Dammes am Bowman-Reservoir.

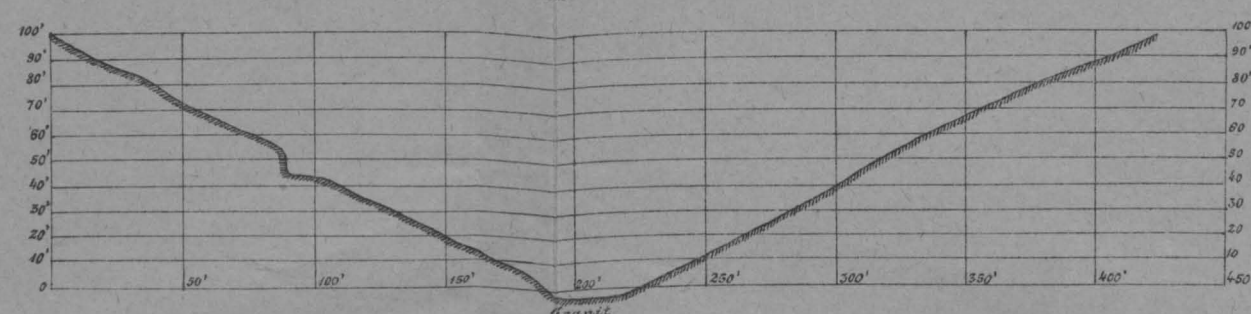


Fig. 7. Längenprofil des kleinen Bowman-Reservoir-Dammes.

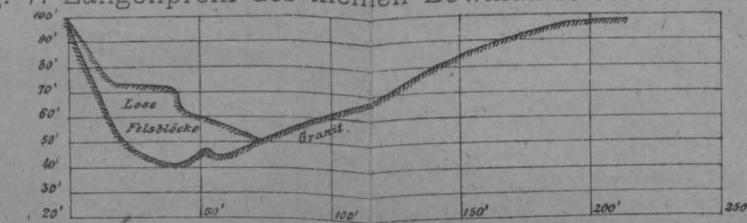


Fig. 8. Längenprofil des Cherokee-Syphons.

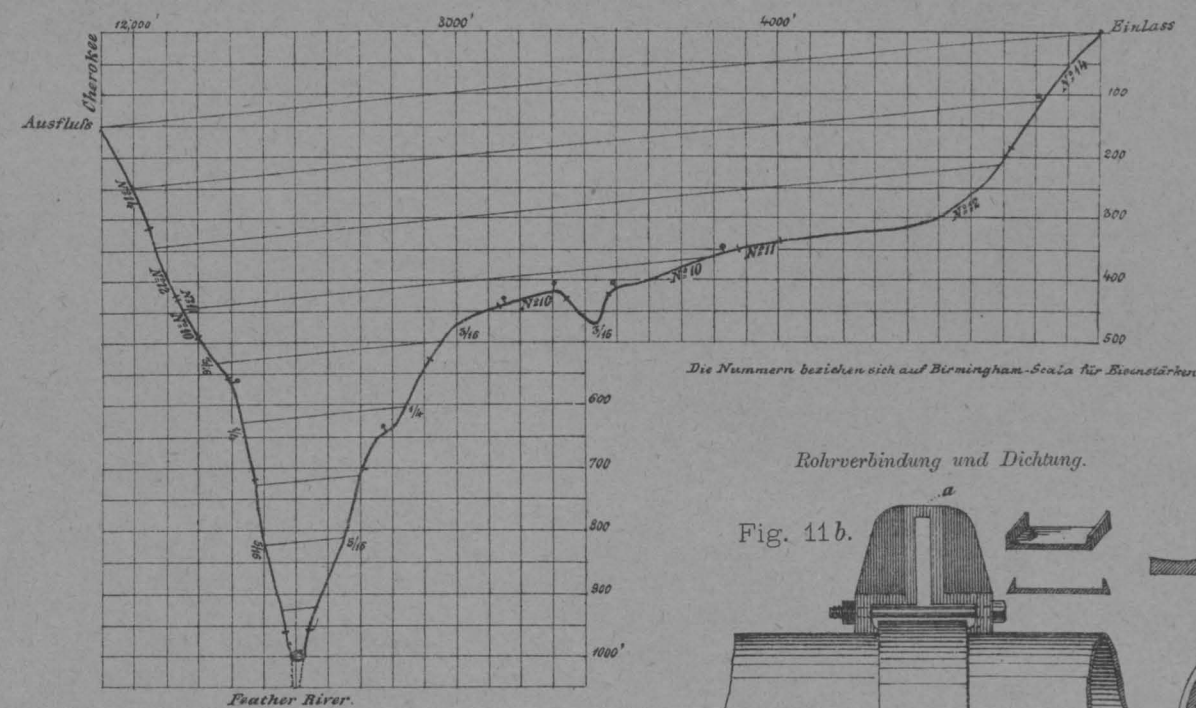
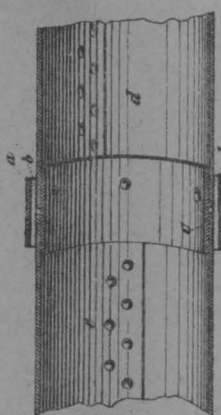


Fig. 11a.



Rohrverbindung und Dichtung.

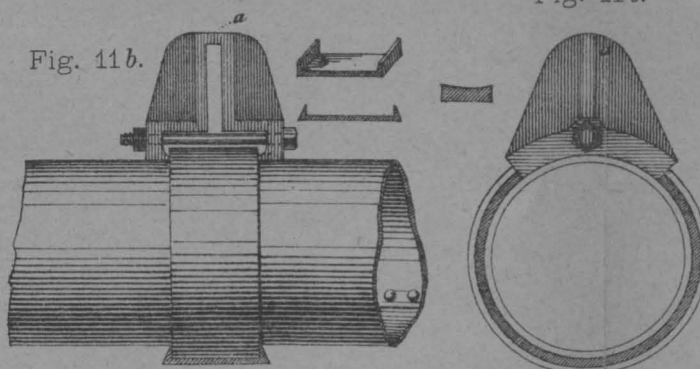


Fig. 11c.

Fig. 9. Längenprofil des Syphons der Virginia- und Gold-Hill-Wasserversorgung.

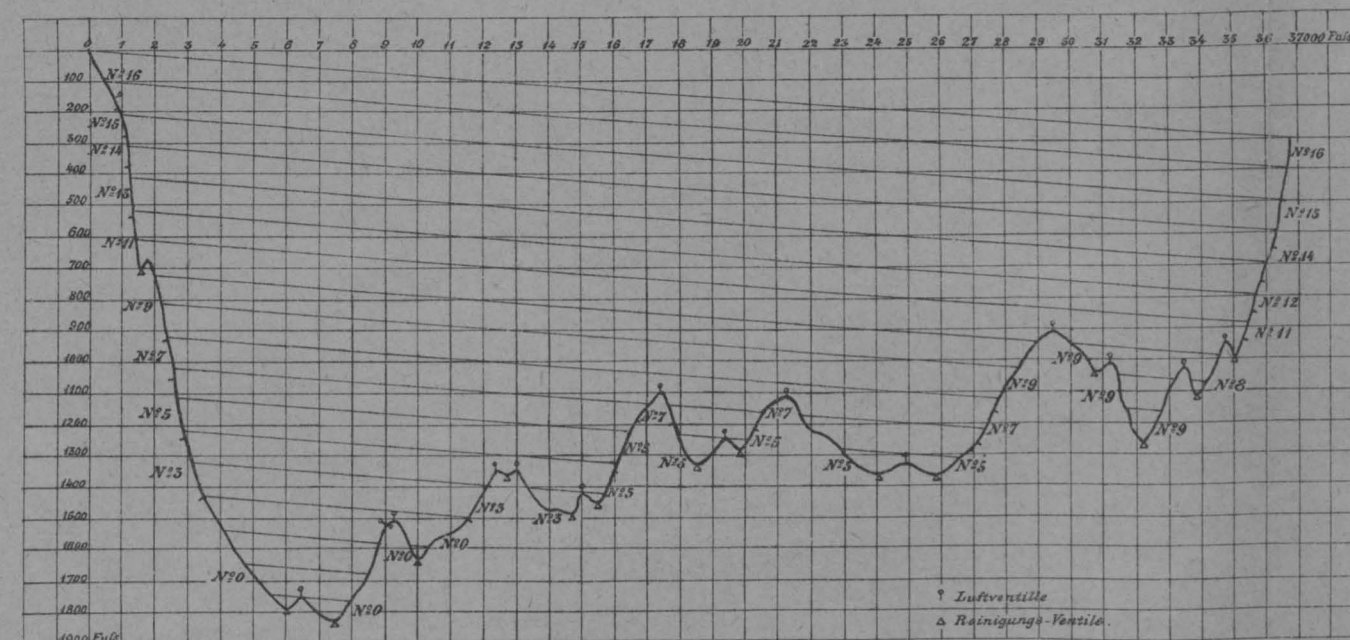


Fig. 10. Längenprofil des „Texas-Creek“-Syphons.

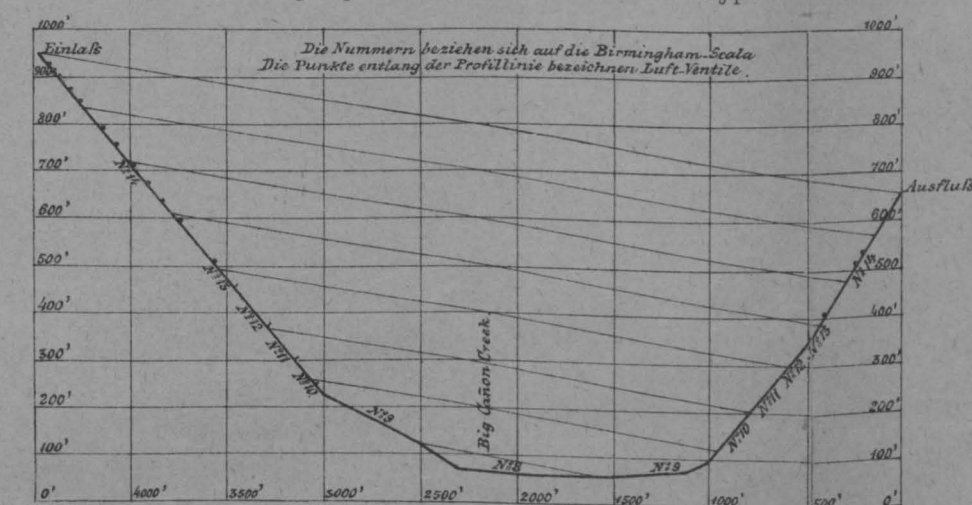


Fig. 12 a. Rohrlegung an steilen Lehnen.

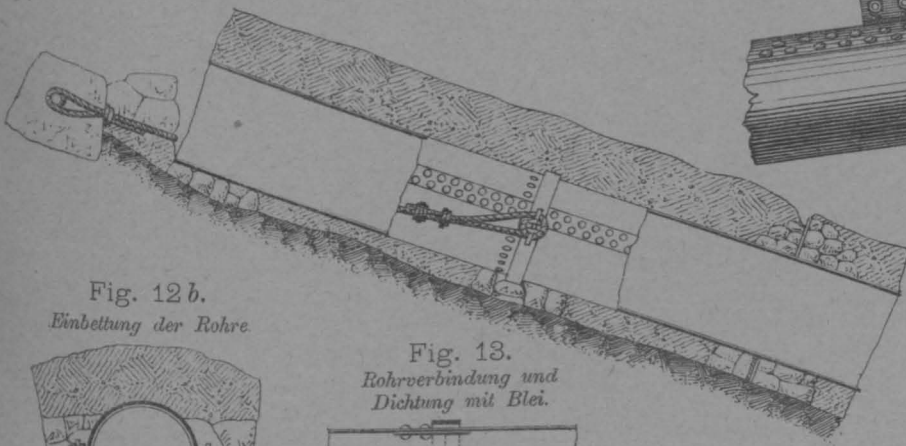


Fig. 12 b.
Einbettung der Rohre.

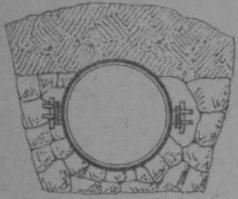


Fig. 13.
Rohrverbindung und
Dichtung mit Blei.

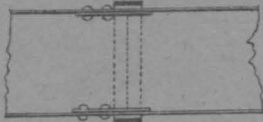


Fig. 16. Hebewerk mit Wasserrad.
Draufsicht.

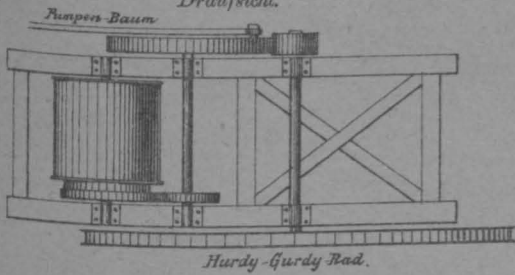


Fig. 17. Hurdy-Gurdy-Rad.

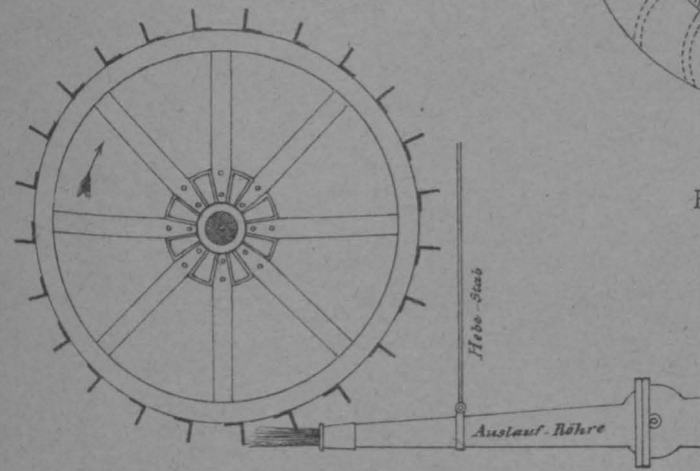


Fig. 18. Collins-Wasserrad.

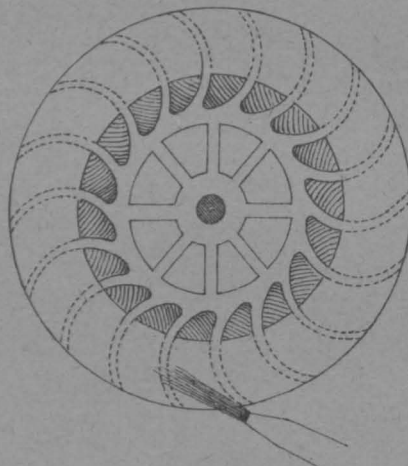


Fig. 19. Hurdy-Gurdy-Rad.

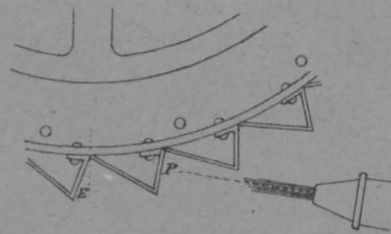
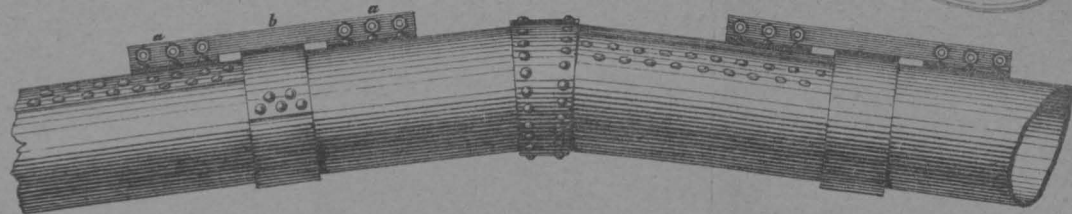


Fig. 14. Rohrverbindung an Krümmungsstellen.



LUFTVENTIL.

Fig. 15 a.

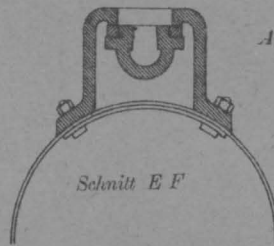


Fig. 15 b.

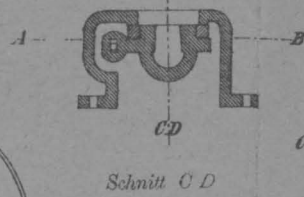


Fig. 15 c.

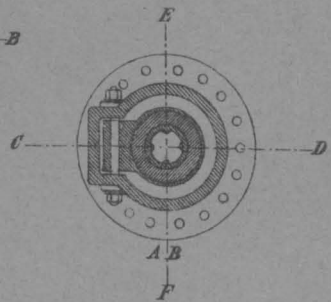


Fig. 20. Pelton-Wasserrad.

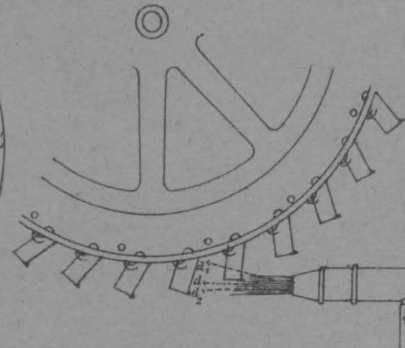


Fig. 21 a. „Little Giant“.

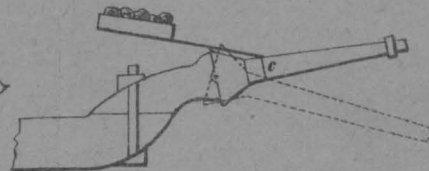
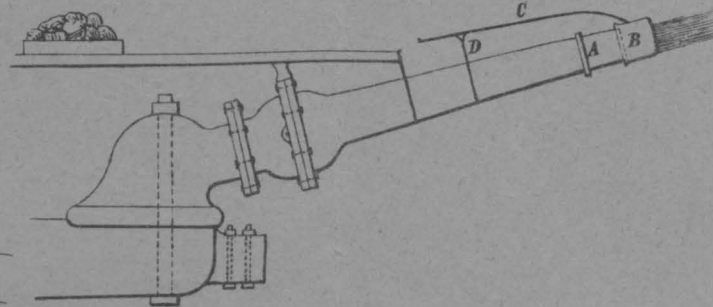


Fig. 21 b. Schnitt längs C



Fig. 22. „Little Giant“.



VERSUCHE ÜBER DEN NUTZEFFECT DER WASSERRÄDER.

Fig. 23. Vergleich der Räder.

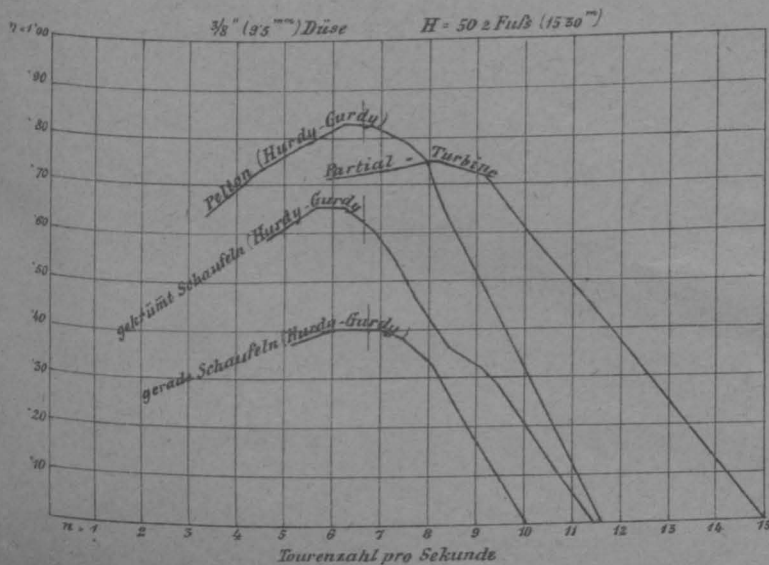


Fig. 24. Pelton-Rad.

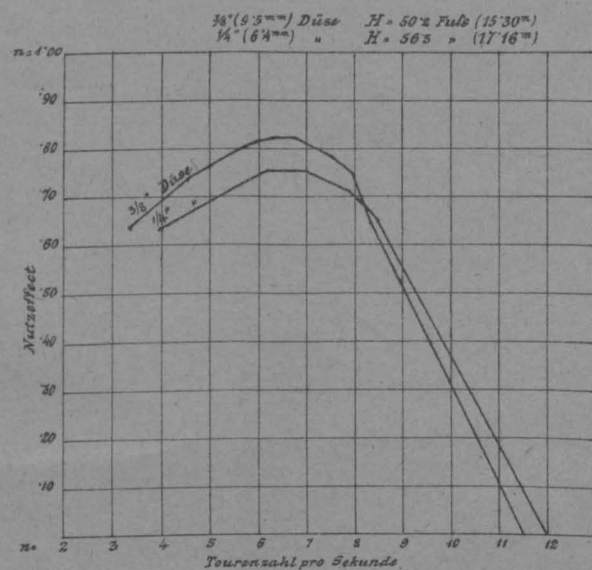


Fig. 25. Pelton-Rad.

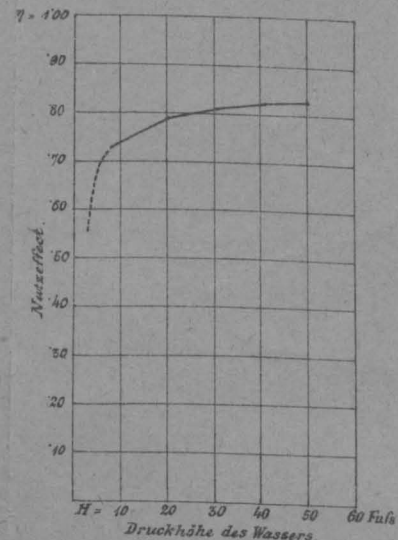


Fig. 1. Situation.

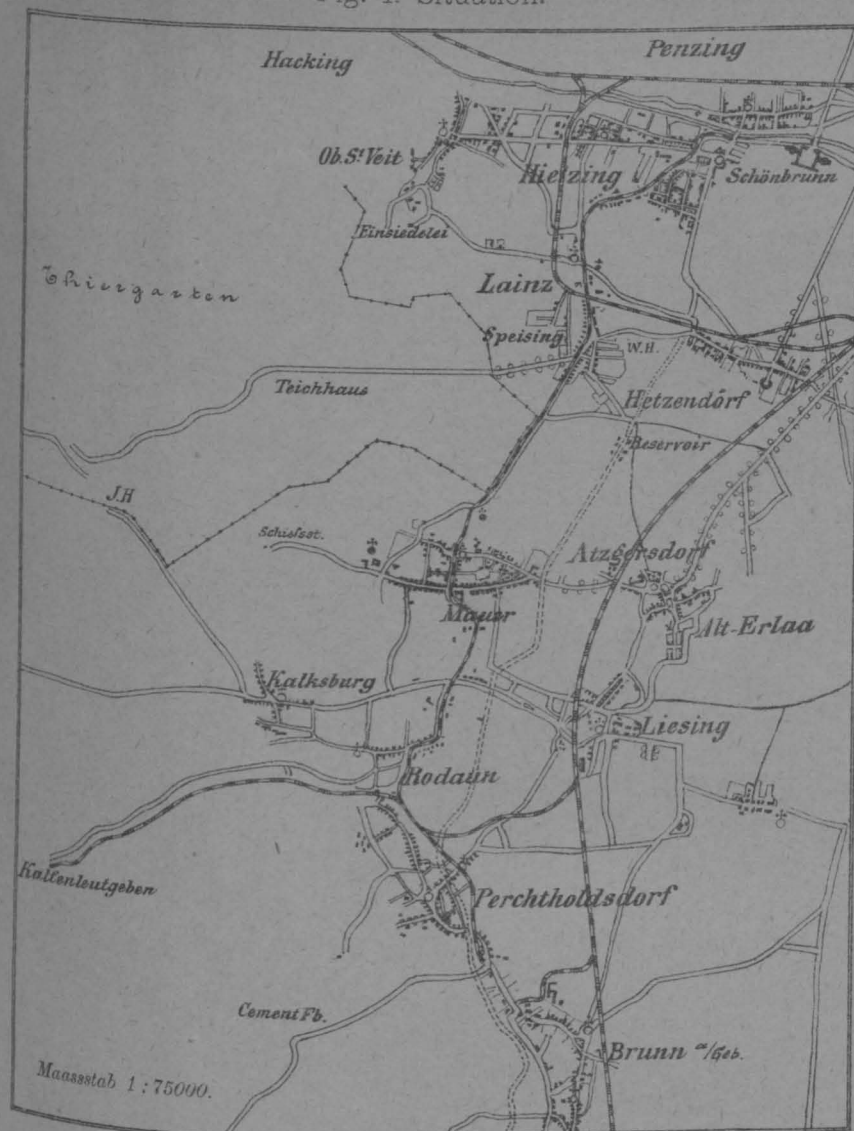
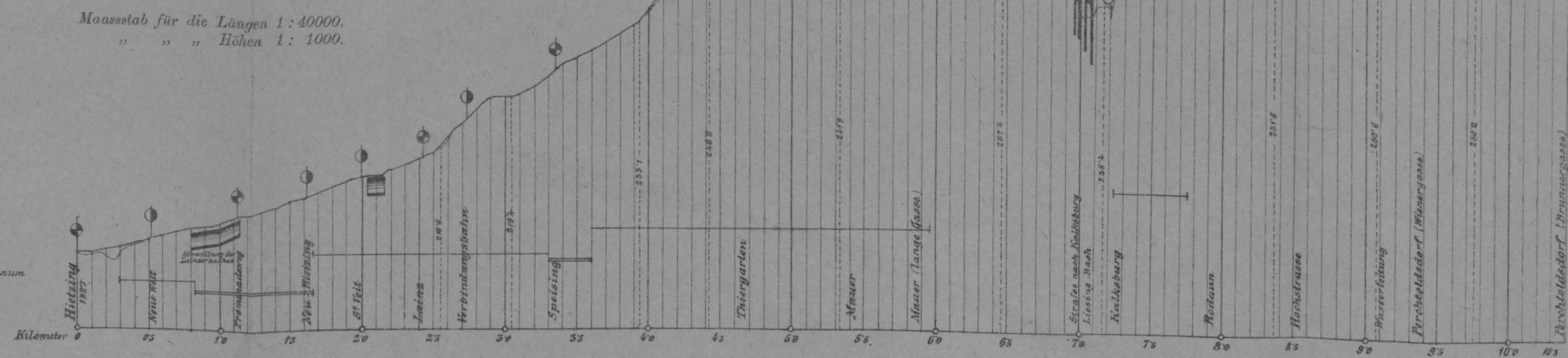


Fig. 2. Längenprofil.



NORMALPROFILE FÜR DIE ANLAGE DER BAHN IN DEN STRASSEN.

Fig. 3. a) Auf offener Strasse.



Fig. 4. b) In geschlossenen Ortschaften.

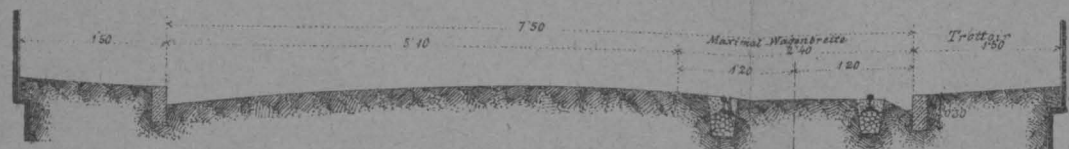


Fig. 5. c) Im erhabenen Planum mit Entwässerungscanal.

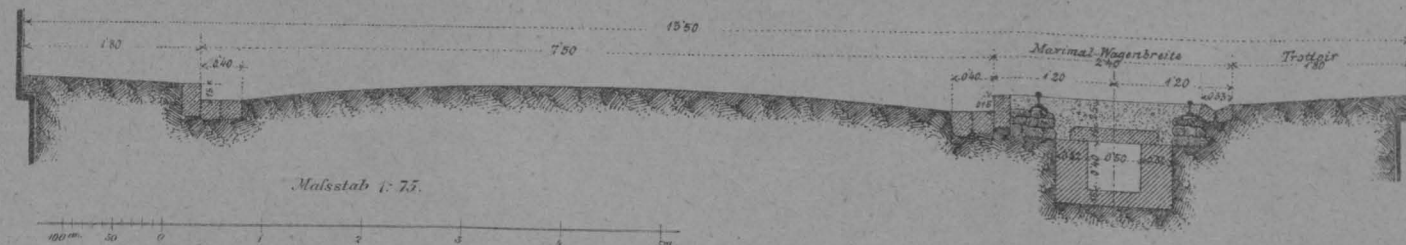
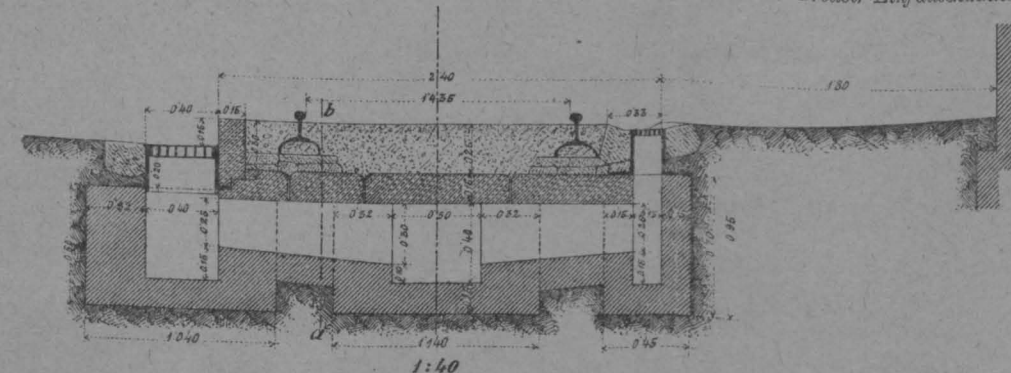


Fig. 6. Strassenbahn mit erhabenem Bahnplanum.

Profil für die Strassen-Einfallschächte.

Profil für die Trottoir-Einfallschächte.



WIDERLAGER DER BRÜCKE ÜBER DEN LIESINGBACH.

Fig. 8. Querschnitt E, F.

Fig. 9. Längenschnitt C, D.

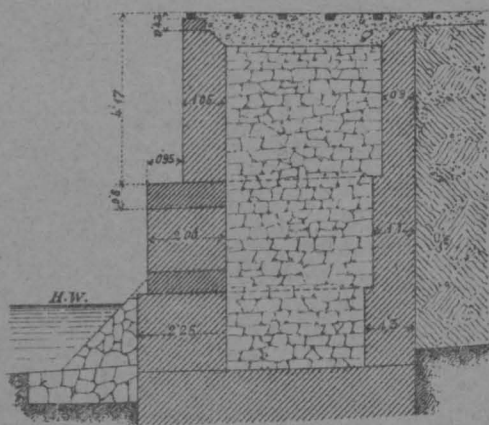
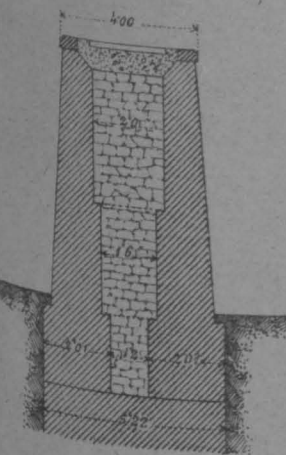
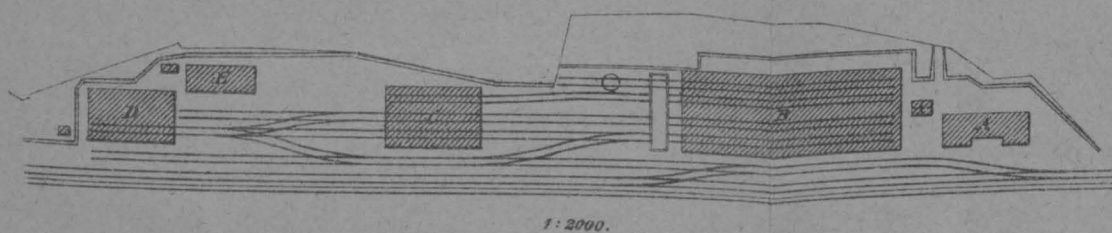


Fig. 11. End-Station Perchtoldsdorf, Brunnergasse.



OBERBAU.

Fig. 12. Profil ohne Beischiene.

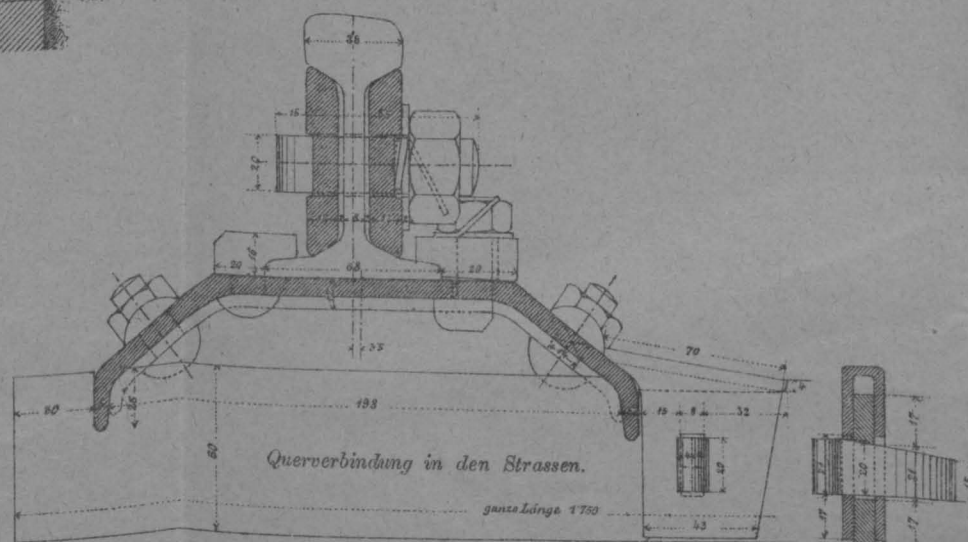


Fig. 13. Profil mit Beischiene, zugleich Stoss der Schienen.

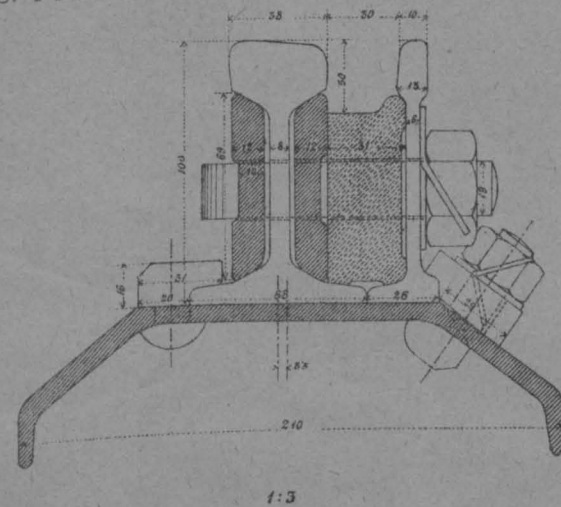


Fig. 14. Laschung der Schienen.

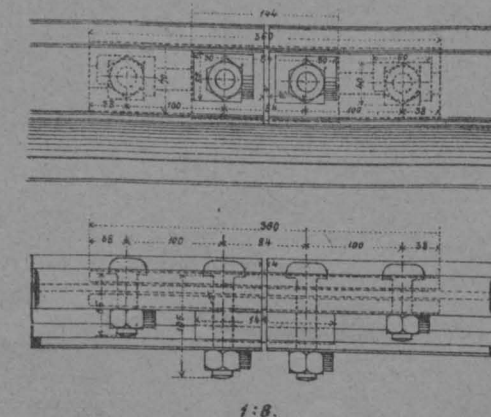


Fig. 7. Schnitt a, b.

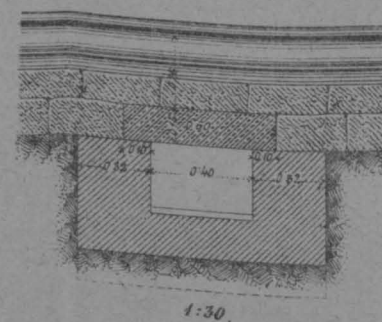


Fig. 10. Grundriss.

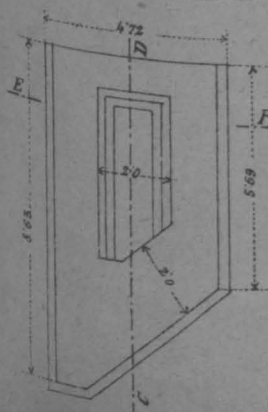


Fig. 15. Ansicht und Grundriss.

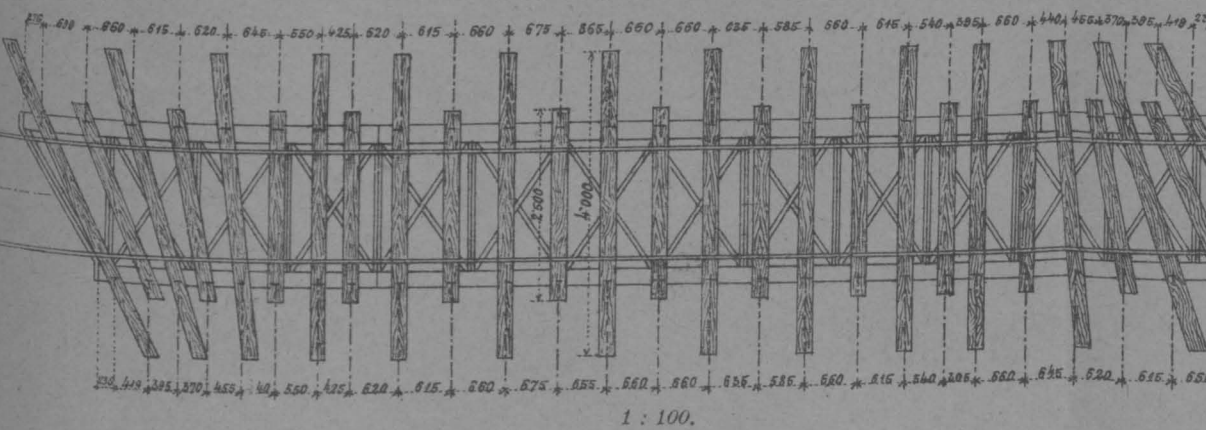
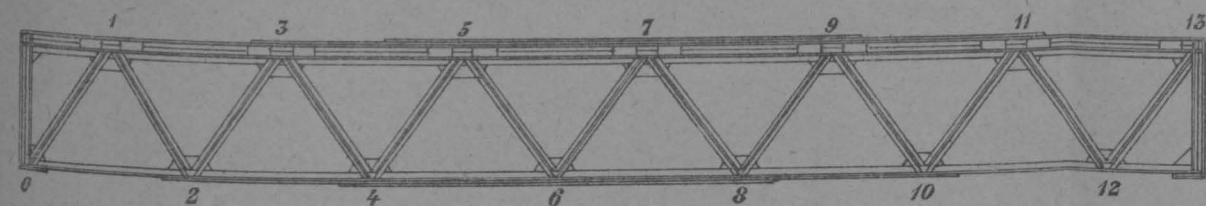


Fig. 19. Personenwagen I. und II. Classe.

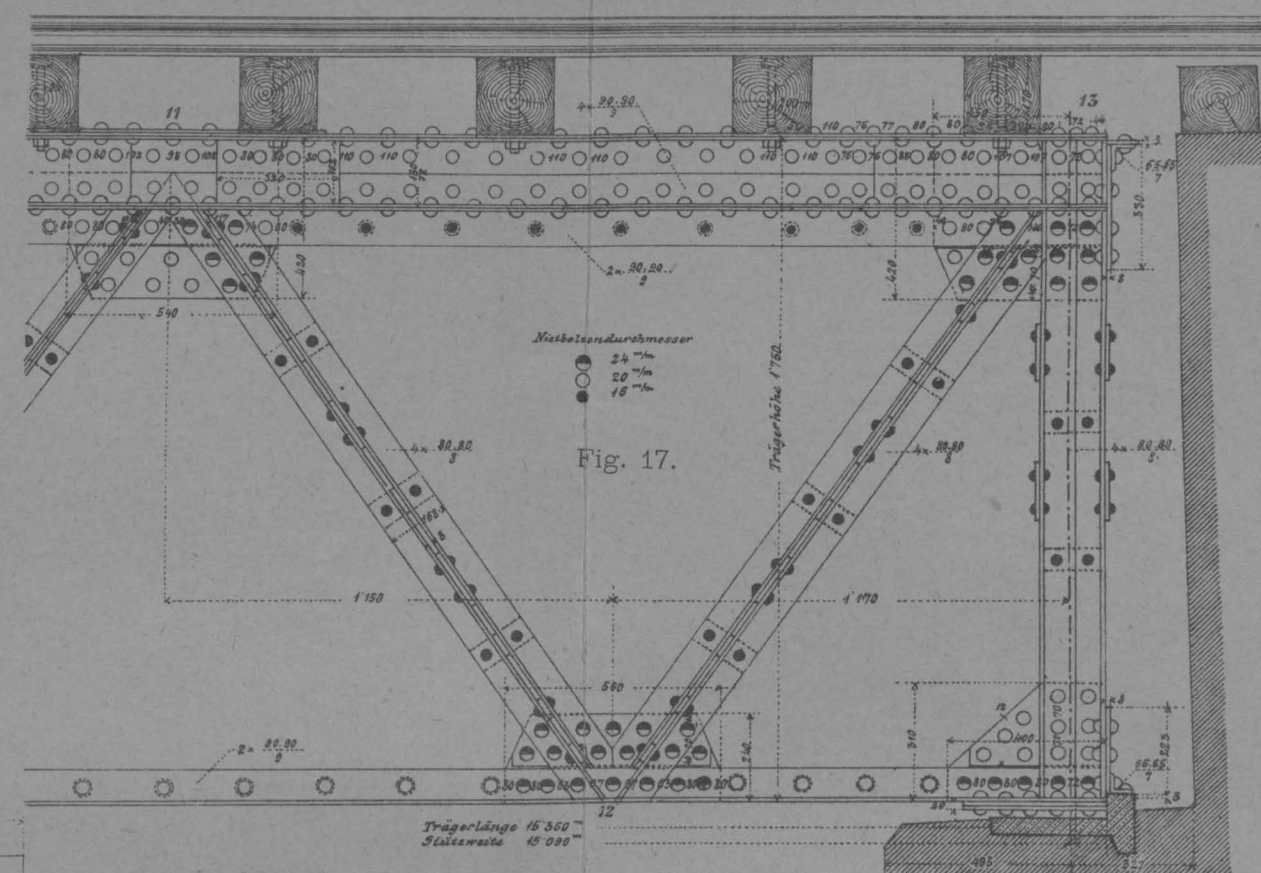
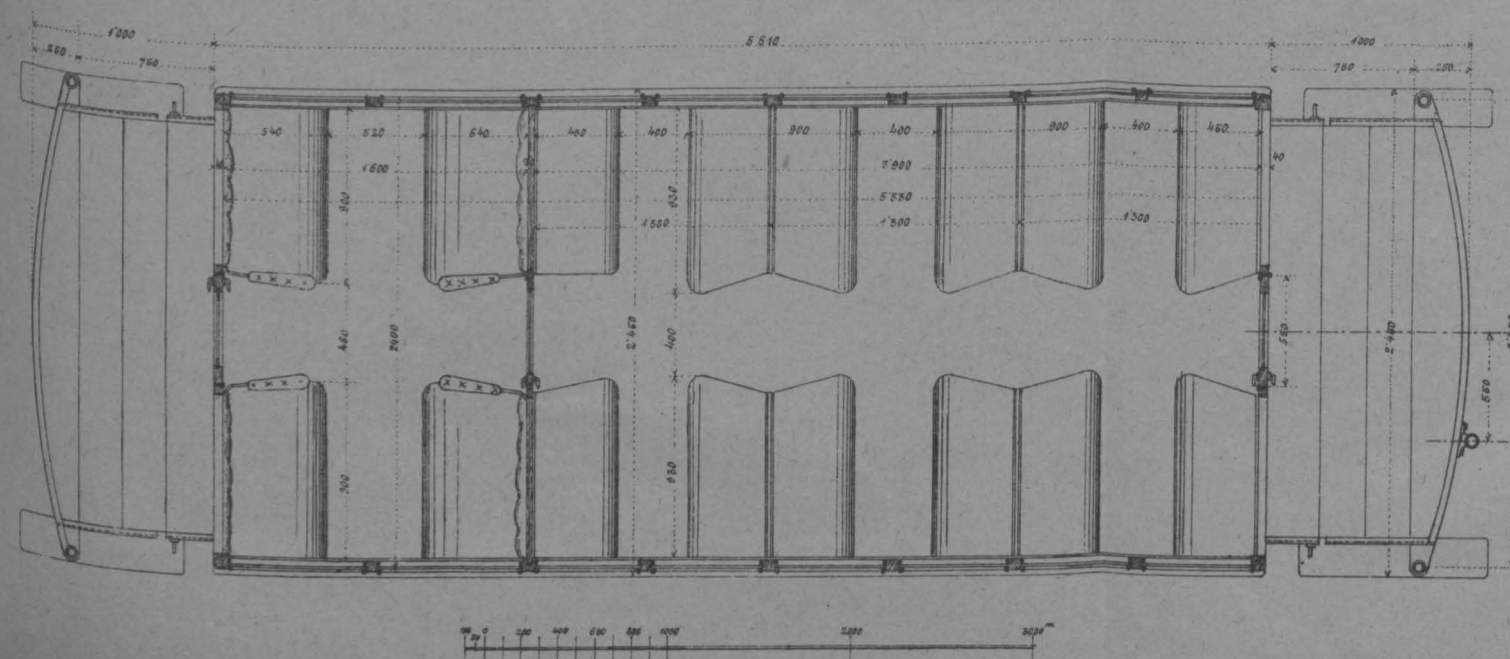
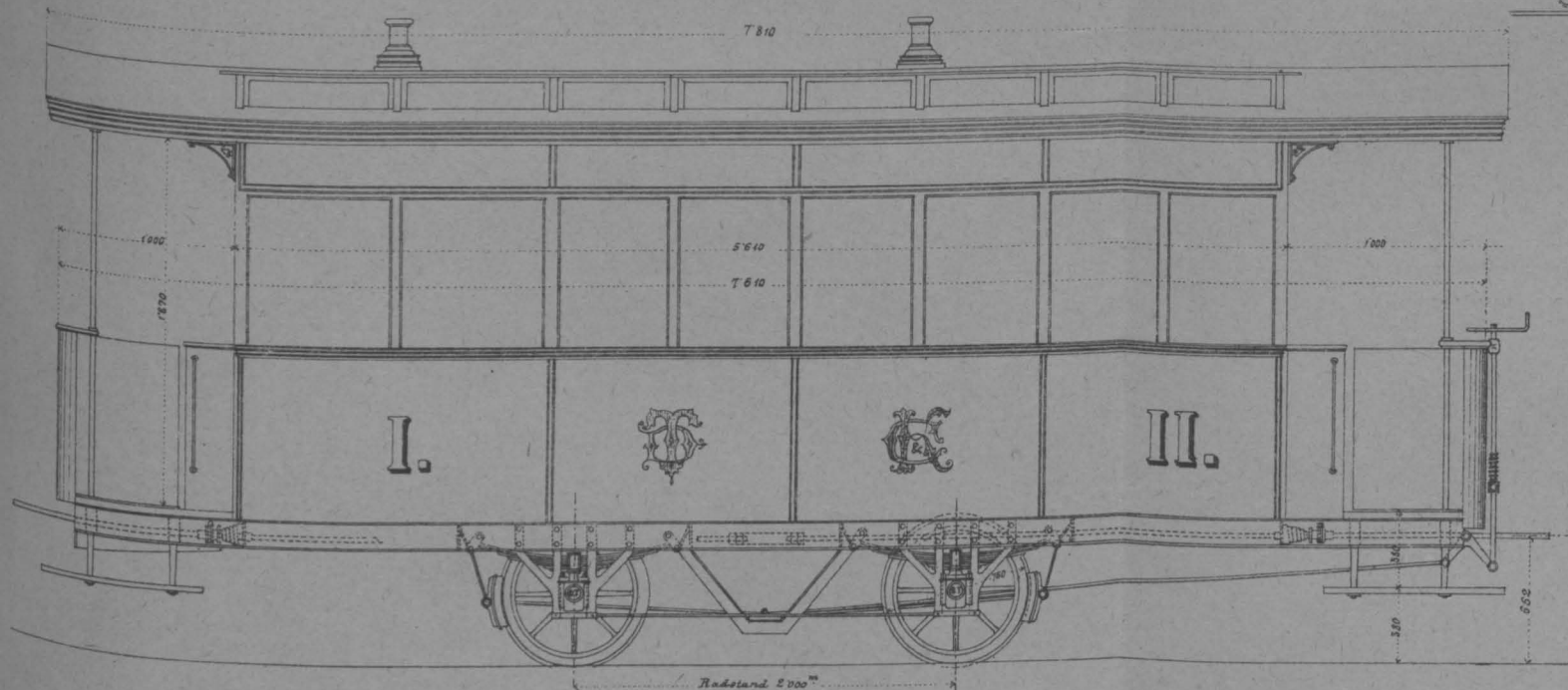


Fig. 17.

Fig. 18. Windstreben und Querverbindung in der Ebene der Füllungsglieder.

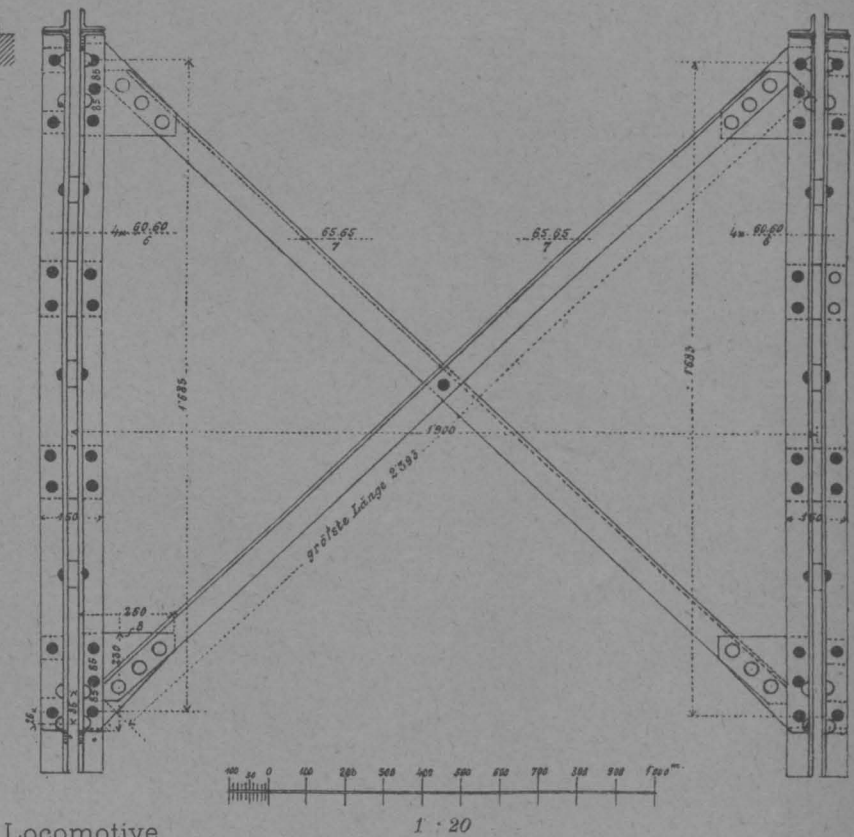
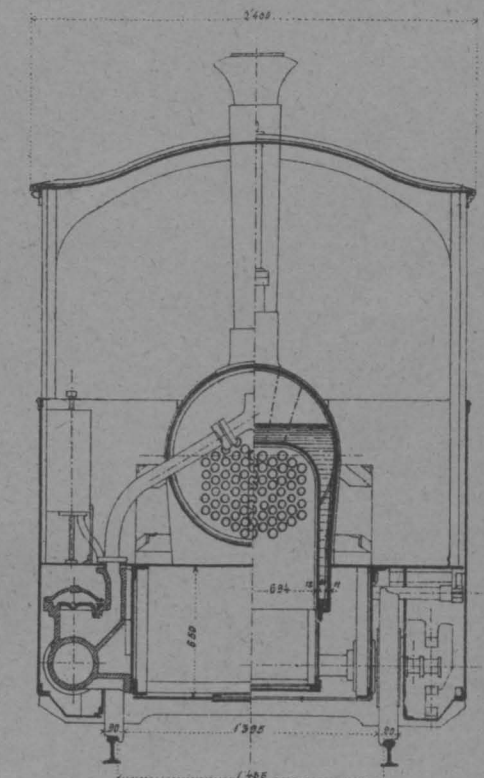
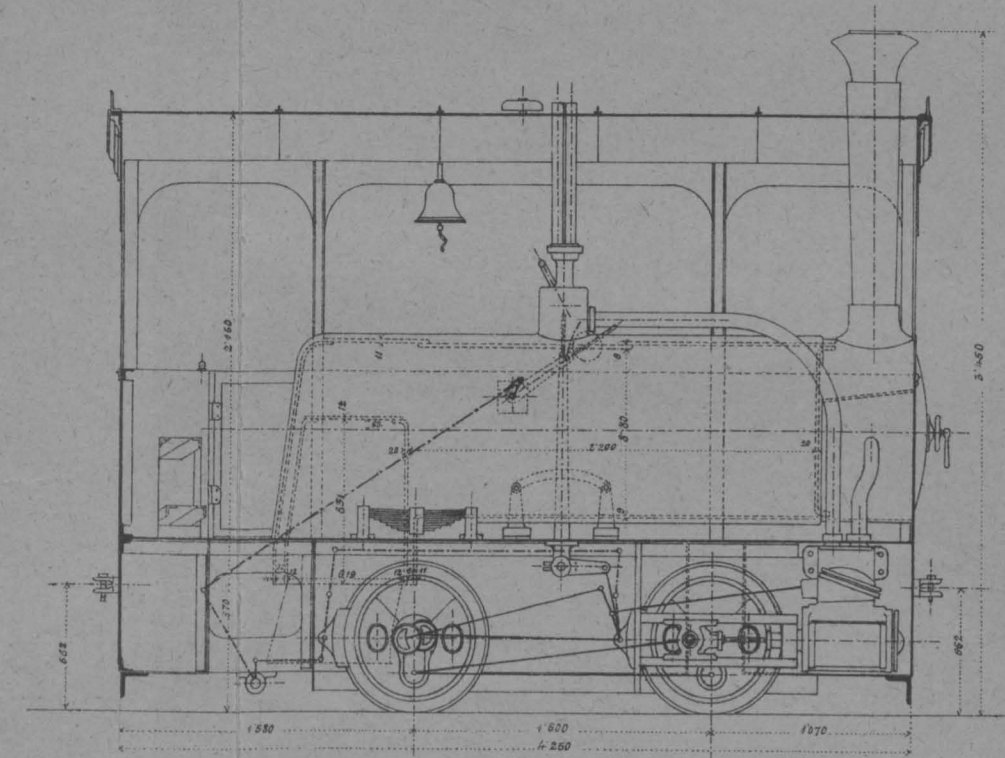


Fig. 20. Locomotive.



Cylinderdurchmesser:	225 mm
Kolbenhub:	350 "
Raddurchmesser:	750 "
Radstand:	1800 "
Dampfdruck:	15a
Heizfläche:	28·59m ²
Rostfläche:	0·43 "
Wasserraum:	1850 lit.
Kohlenraum:	500 "
Gewicht:	13500 klg.
Zugkraft:	1770 "

DAMPF-TRAMWAY HIETZING-PERCHTOLDS DORF.

STATIONSHAUS PERCHTOLDS DORF „WIENERGASSE“.

Fig. 21.

Vorderfaçade.



Fig. 22. Parterre-Grundriss.

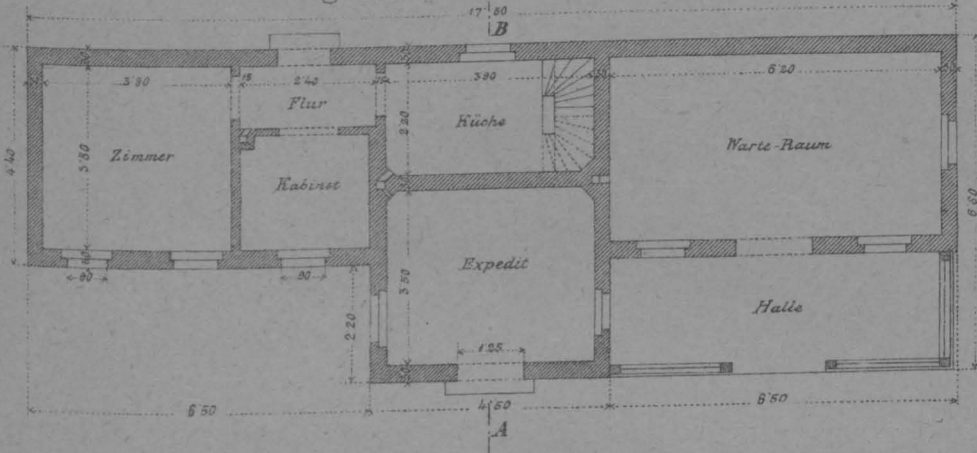


Fig. 24. Locomotiv-Remise für die Station Hietzing.

Ansicht.

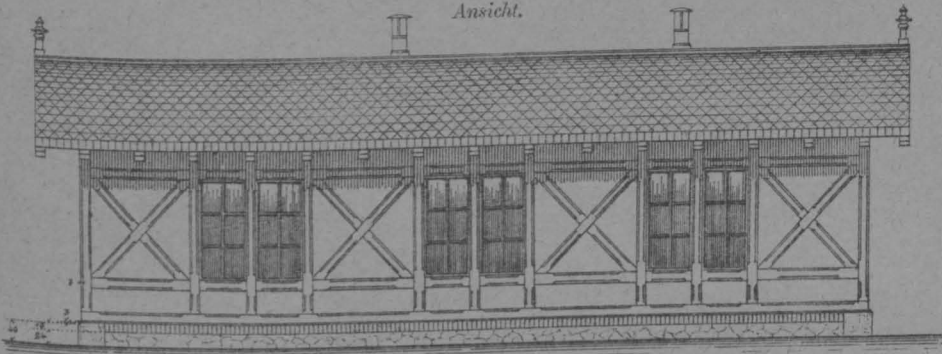


Fig. 25. Grundriss.

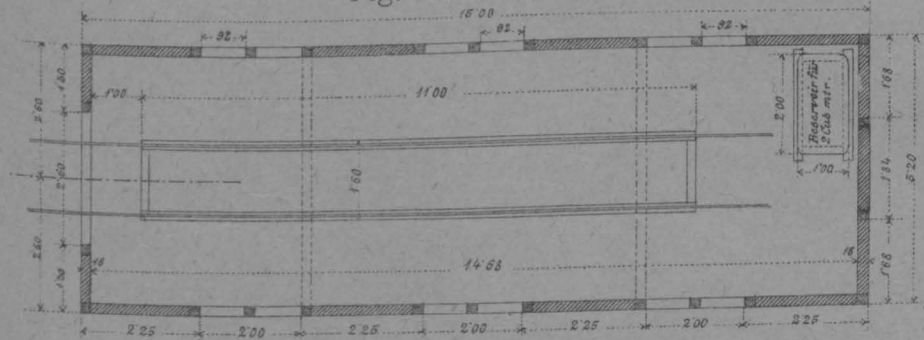
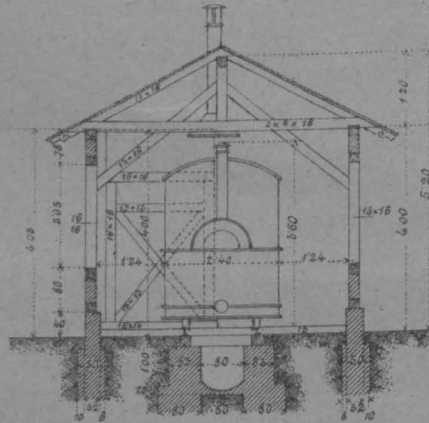
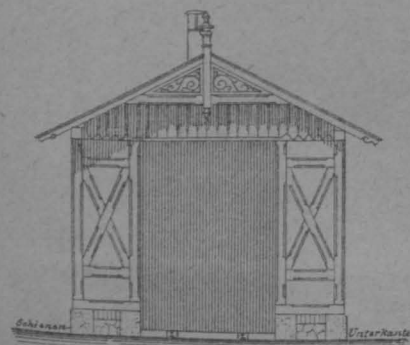


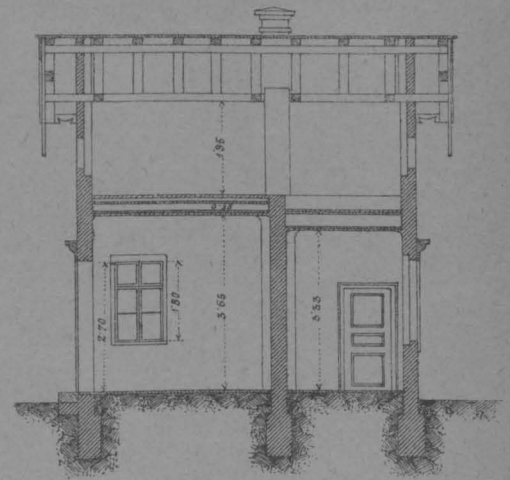
Fig. 26. Stirnansicht.

Fig. 27. Querschnitt.



Verbaute Fläche der Locomotiv-Remise = 78 m²
 Max. Länge der Maschine = 4.8 m
 „ Breite „ „ = 2.4 m
 „ Höhe „ „ = 3.6 m

Fig. 23. Profil A B.



Verbaute Fläche ohne Veranda = 86.90 m²
 Veranda = 13.02 m²

STATIONSHAUS HIETZING.

Fig. 28. Vorder-Ansicht.

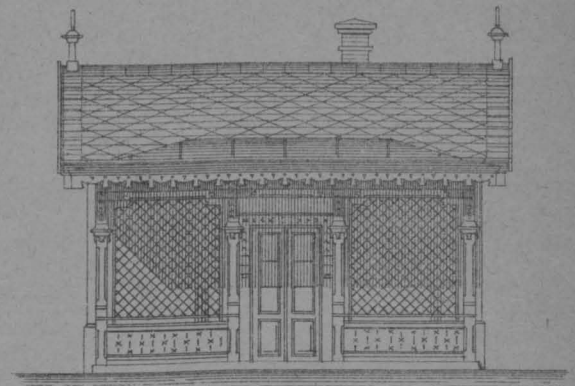


Fig. 29. Parterre-Grundriss.

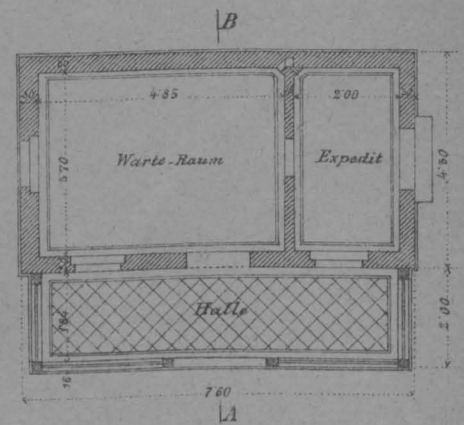
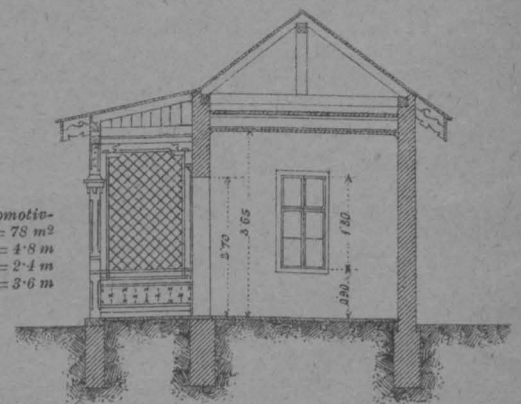
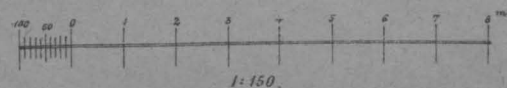


Fig. 30. Profil A B.



Verbaute Fläche ohne Veranda = 32.68 m²
 Veranda = 14.60 m²



1:150.

Fig. 6.

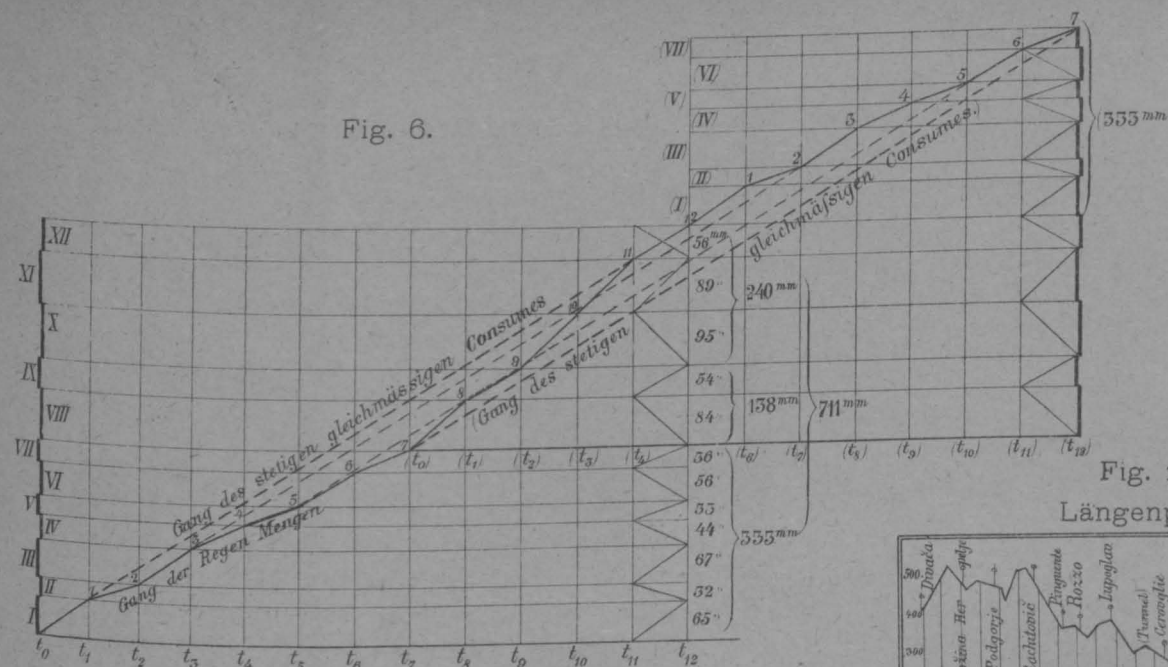


Fig. 12.

Längenprofil.

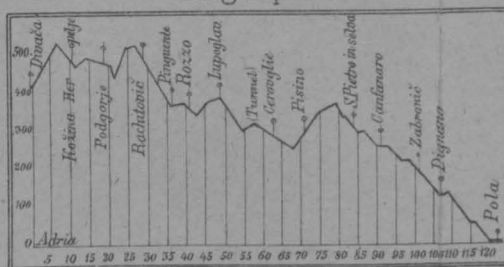


Fig. 13.



Fig. 7.
Regenhöhen für Udine.

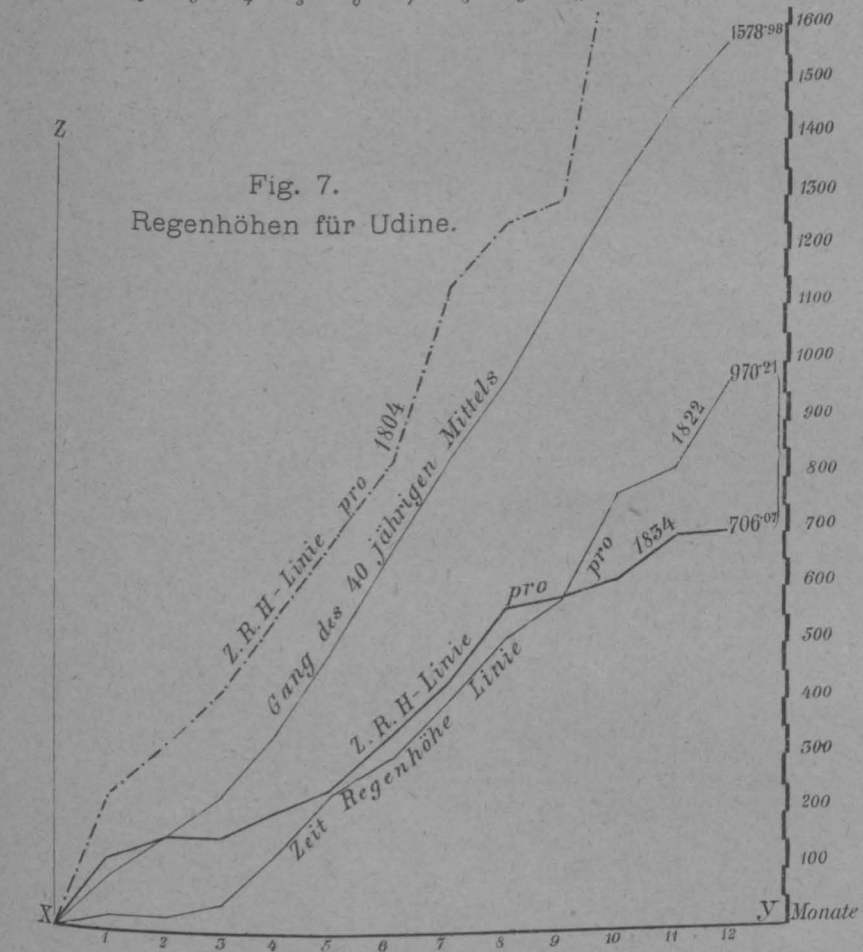


Fig. 9.
Regenhöhen für Laibach.

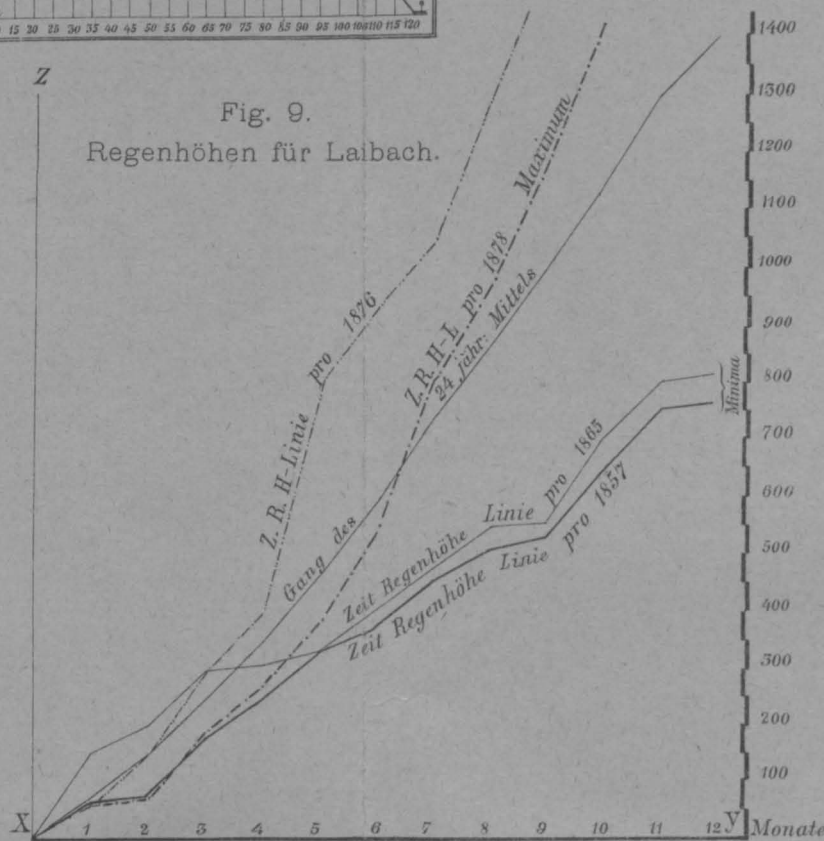


Fig. 8.
Regenhöhen für Triest.

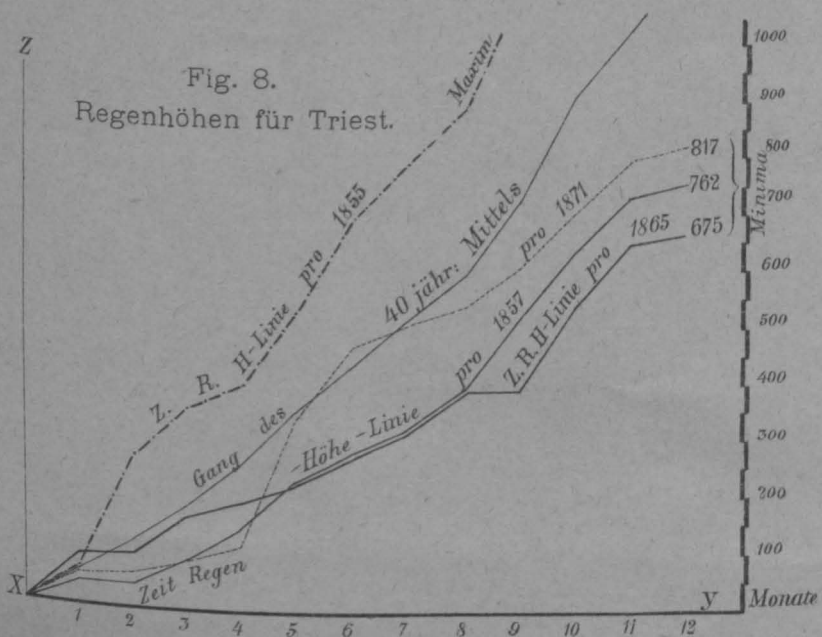


Fig. 10.
Darstellung der Niederschläge nach Monats- und Jahres-Mitteln.

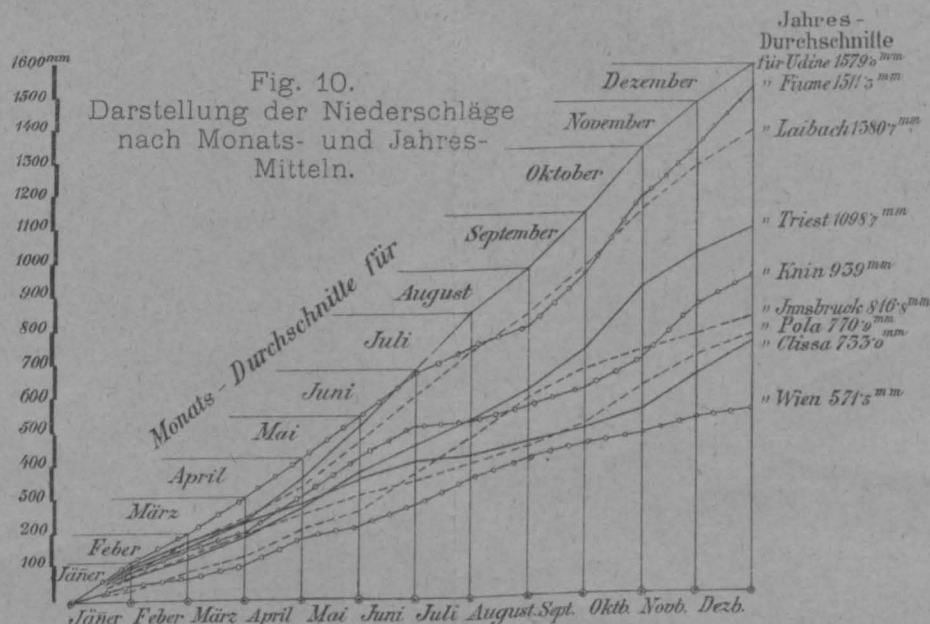
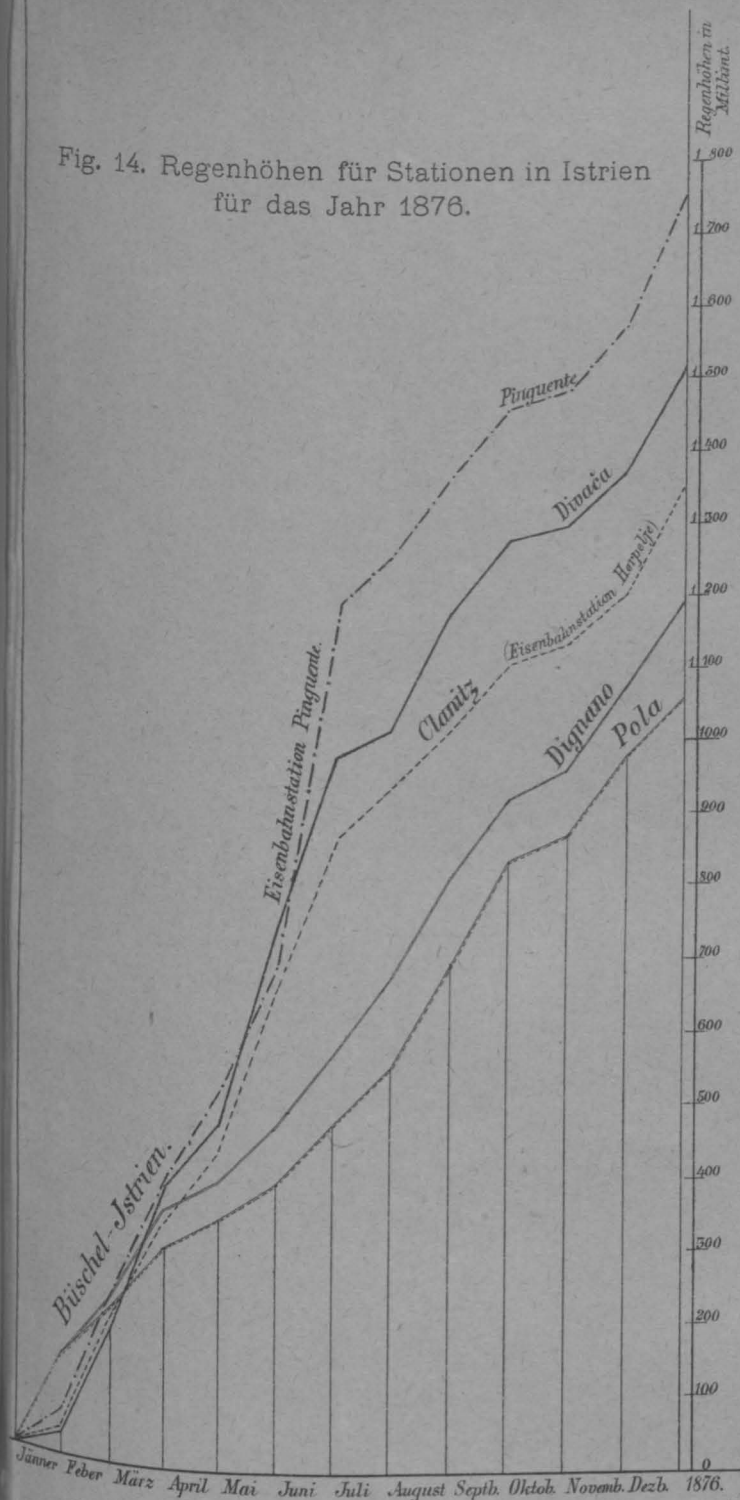
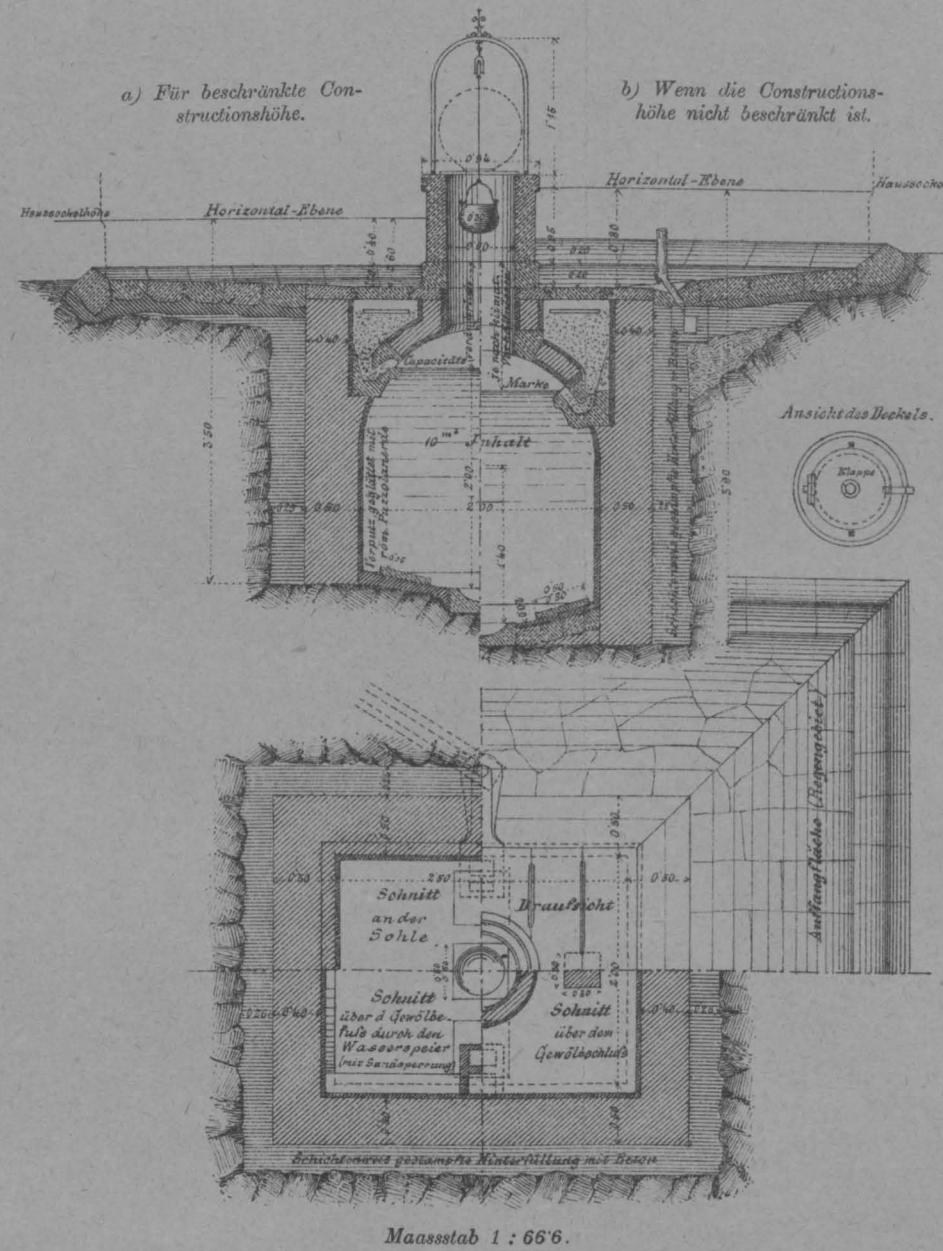


Fig. 14. Regenhöhen für Stationen in Istrien für das Jahr 1876.



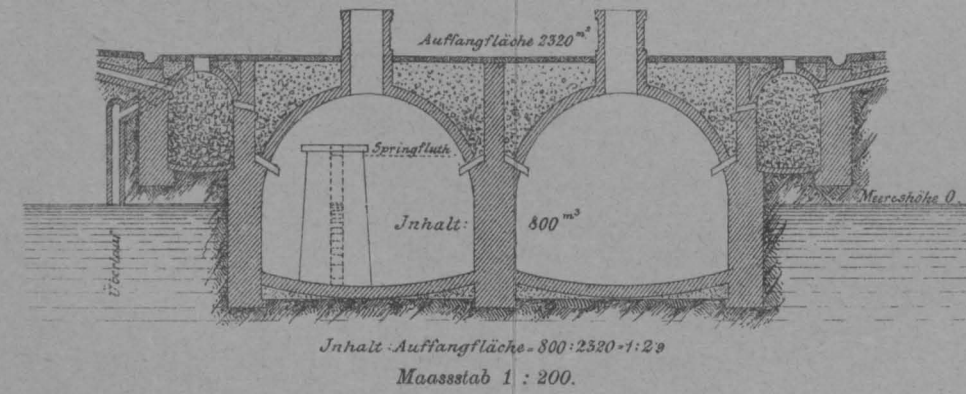
CISTERNE NACH TYPE D FÜR 10^{m³} INHALT.

Fig. 27.



UNTERSEEISCH FUNDIRTE CISTERNE FÜR DIE ZWECKE EINER FABRIK ZU ROVIGNO.

Fig. 41.



GEMEINDE-CISTERNE IN CANFANARO.

Fig. 39.

Fig. 40.

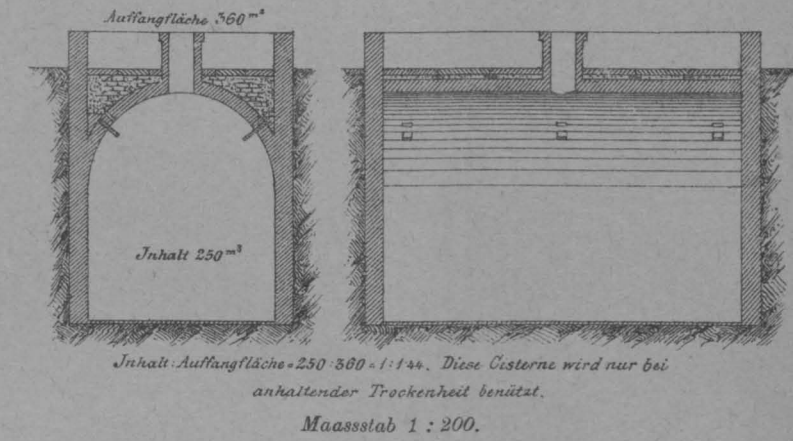


Fig. 42. Grundriss zu Fig. 41.

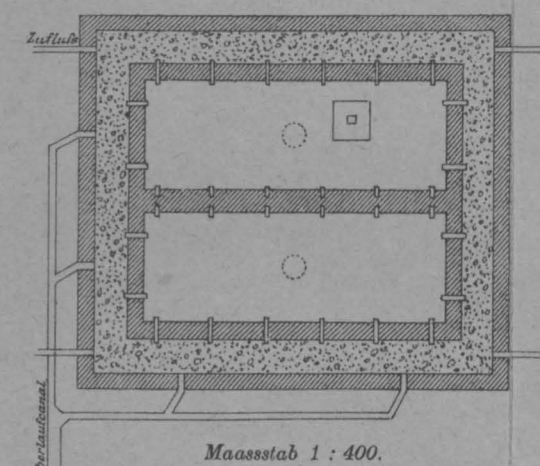


Fig. 31. Anordnung einer Cisternen-Anlage mit seitlichem Regengebiet.

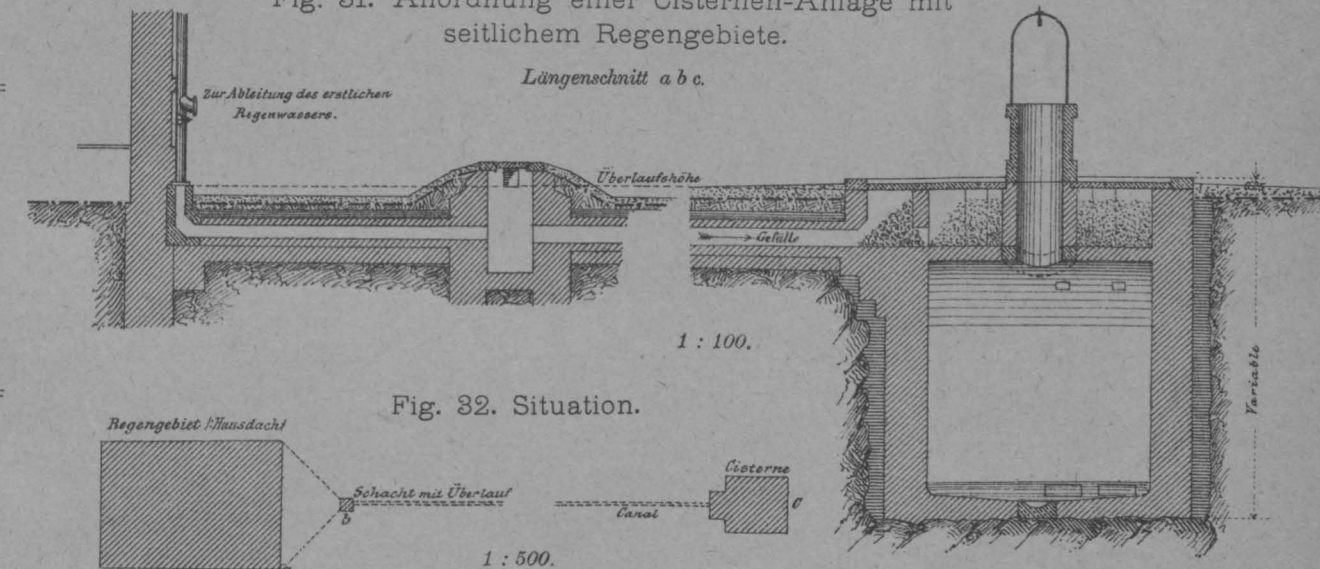


Fig. 32. Situation.

UNTERSEEISCH FUNDIRTE CISTERNE FÜR 90^{m³} INHALT.

Betonirung unter Wasser.

Fig. 36. Schnitt A B.

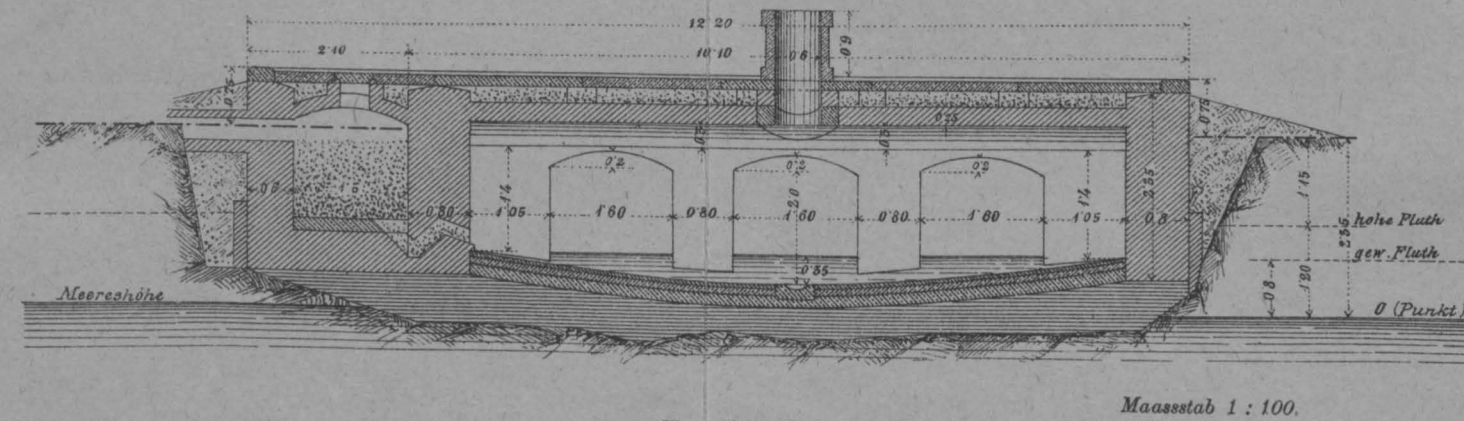


Fig. 37. Schnitt C D.

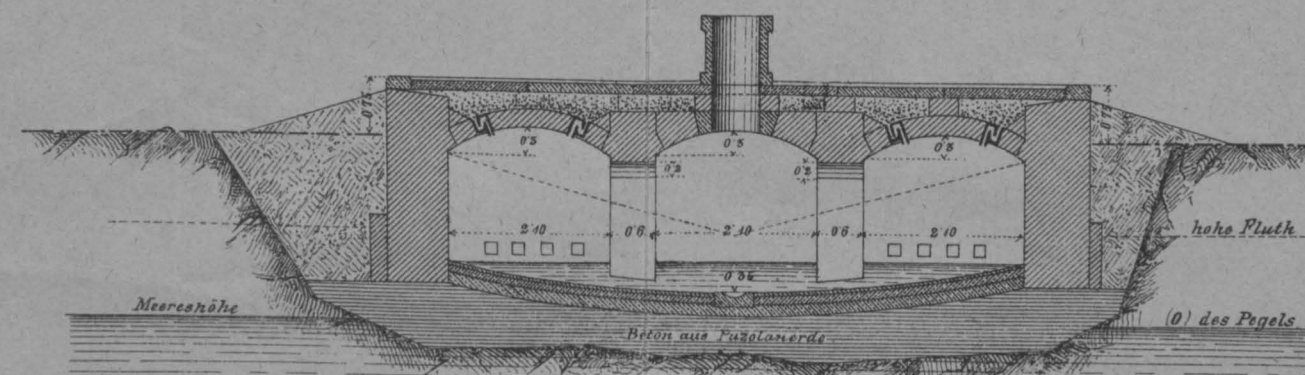
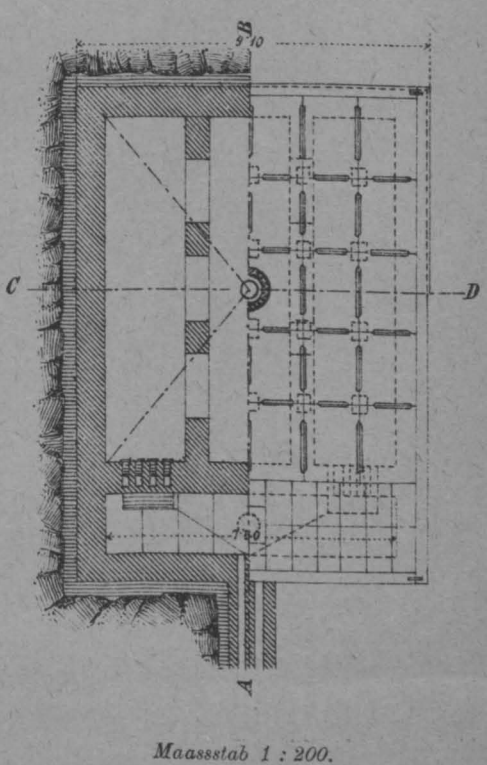


Fig. 38. Grundriss.



CISTERNE NACH TYPE D FÜR 40^{m³} INHALT.

Fig. 28. Schnitt A B.

Fig. 29. Schnitt C D.

Fig. 30. Grundriss.

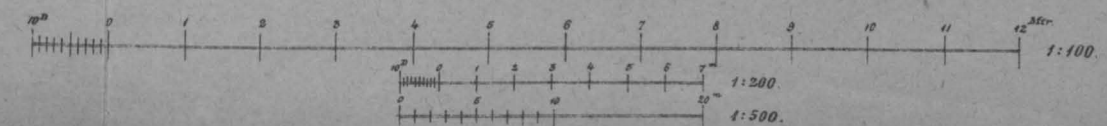
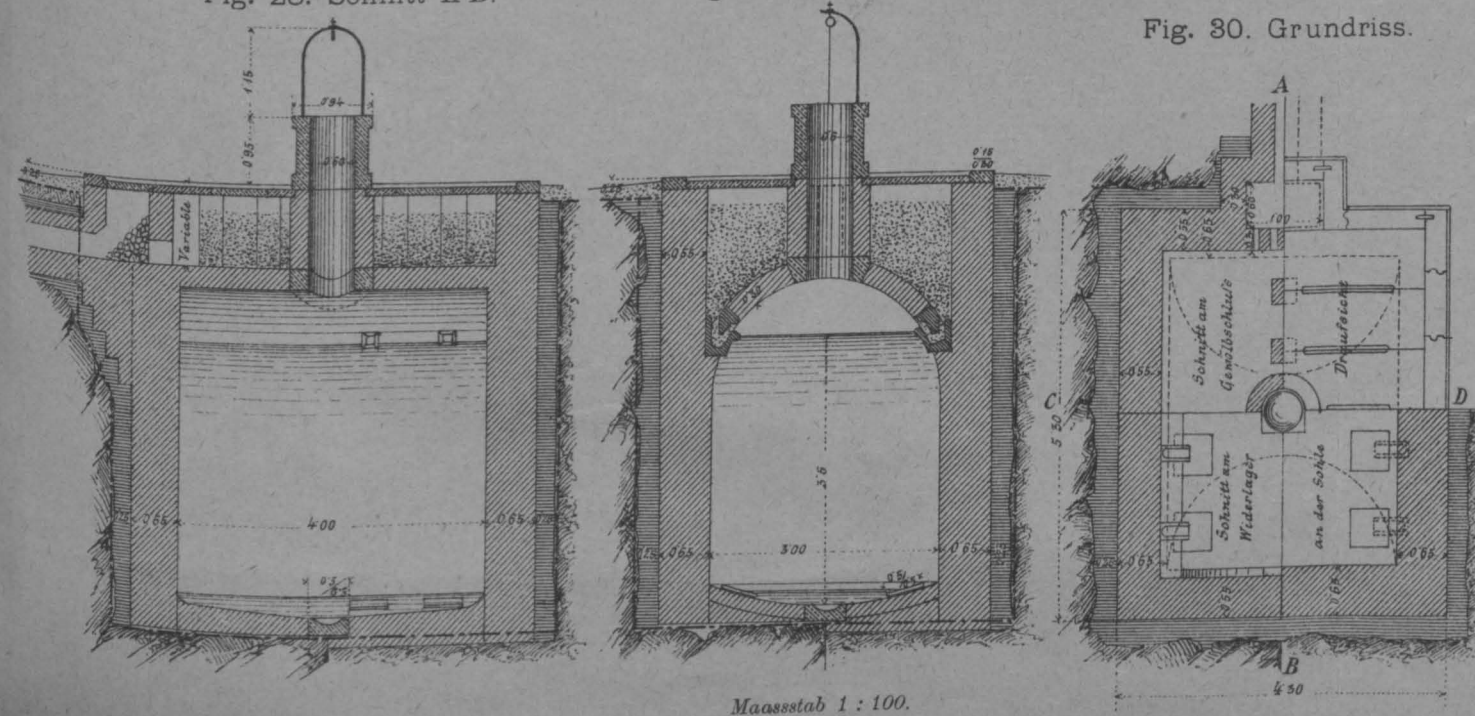


Fig. 33.

Schnitt A B.

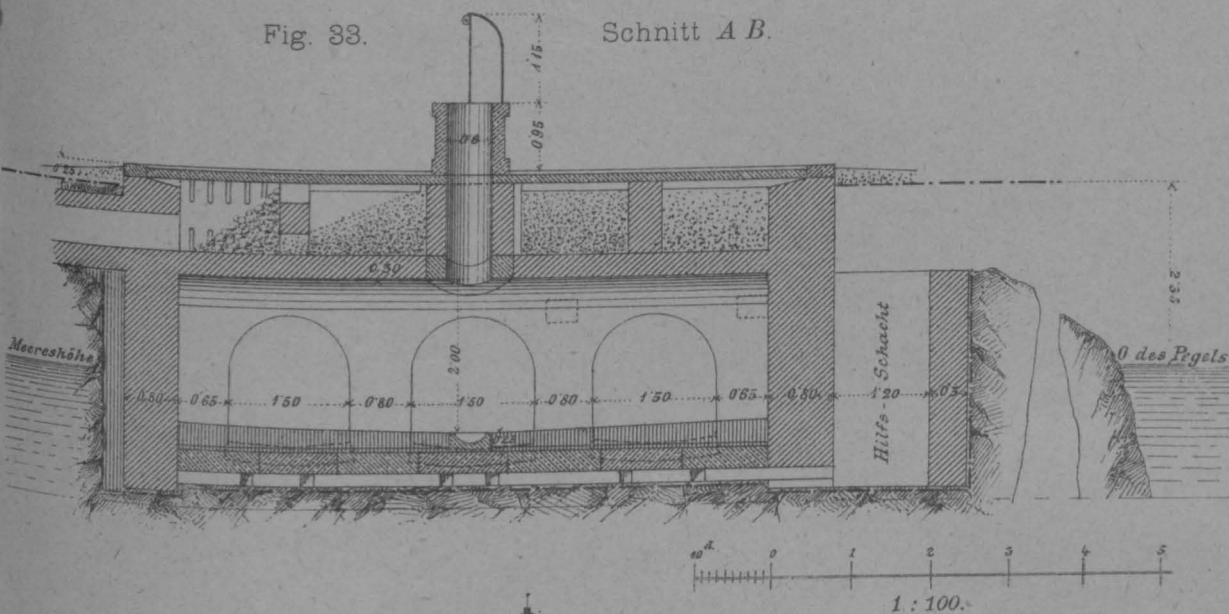


Fig. 35. Grundriss.

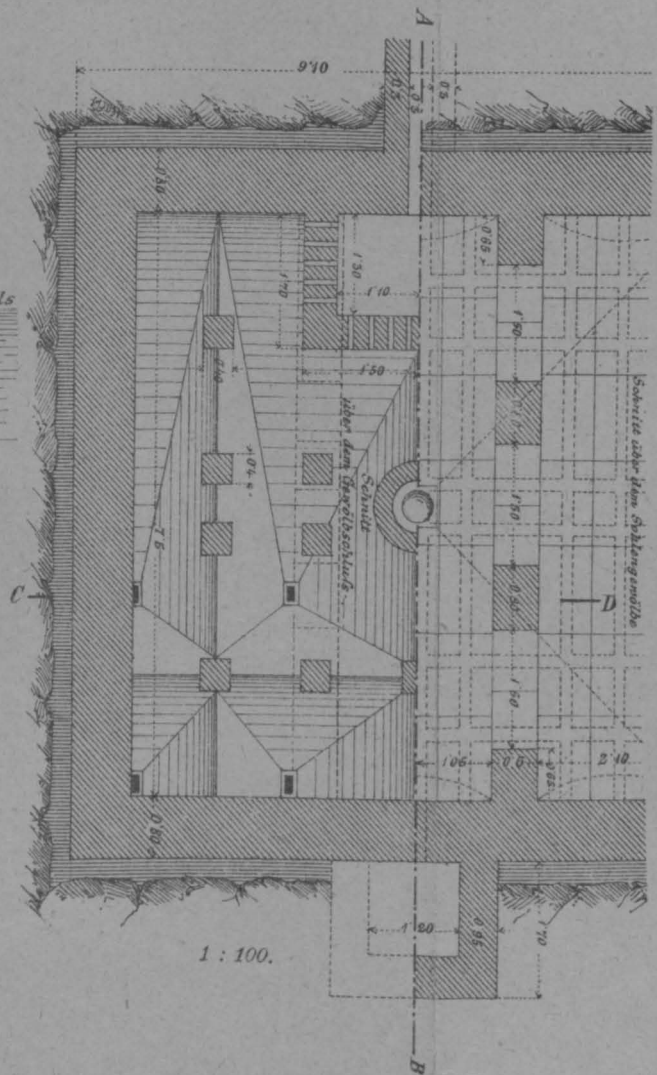
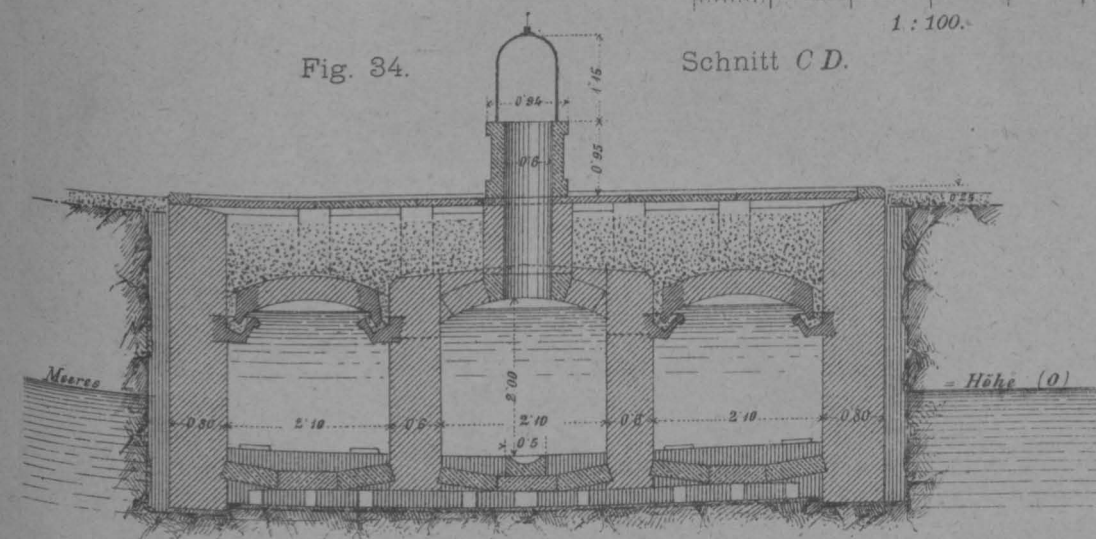


Fig. 34.

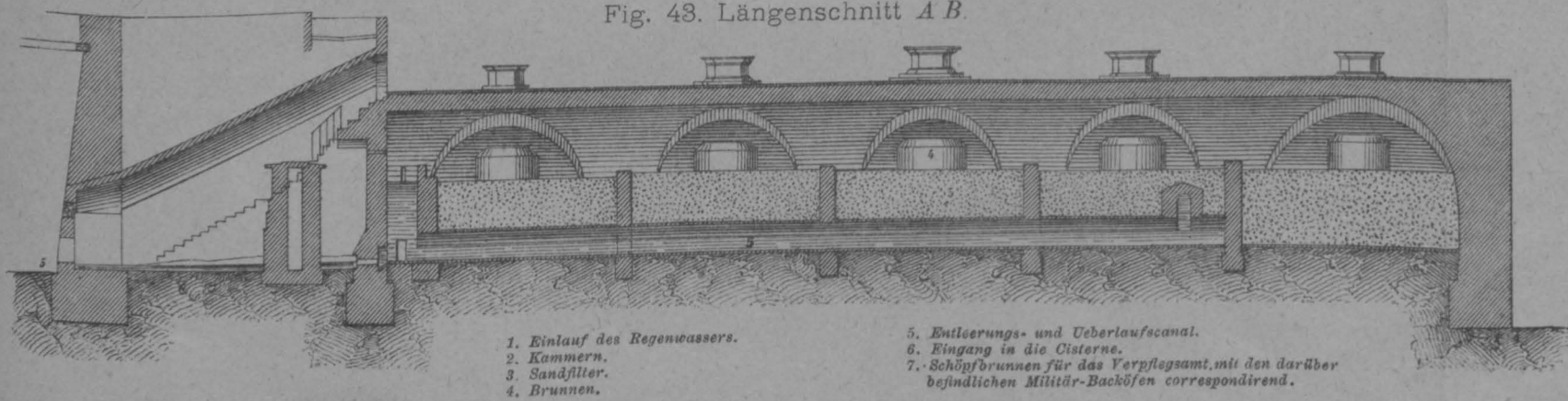
Schnitt C D.



CISTERNE „DI CINQUE POZZI“ IN ZARA.

Inhalt 2000 m³.

Fig. 43. Längenschnitt A B.



1. Einlauf des Regenwassers.
2. Kammern.
3. Sandfilter.
4. Brunnen.

5. Entleerungs- und Ueberlaufcanal.
6. Eingang in die Cisterne.
7. Schöpfbrunnen für das Verpflegsamt, mit den darüber befindlichen Militär-Backöfen correspondirend.

Fig. 44. Querschnitt C D.

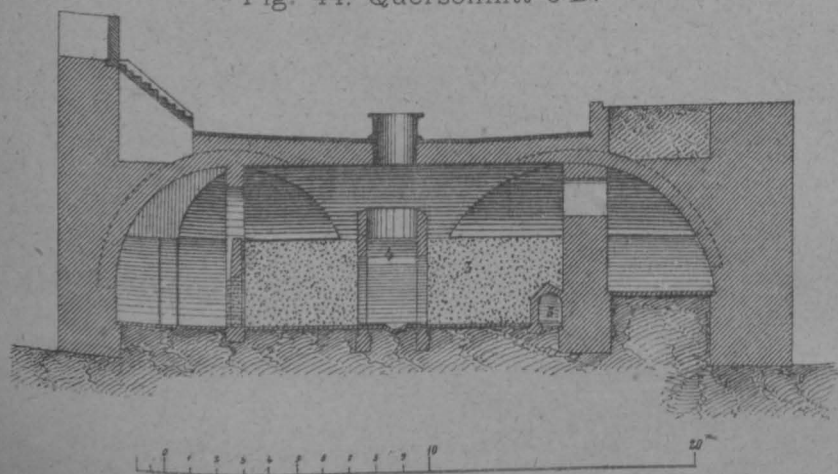


Fig. 45. Grundriss.

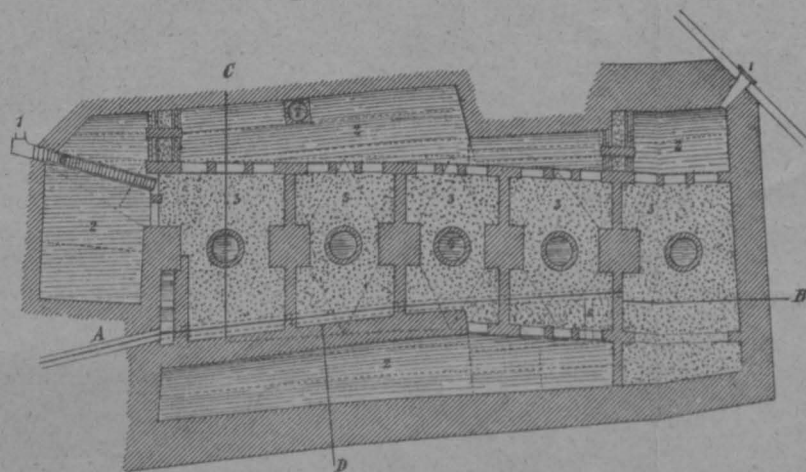


Fig. 15.

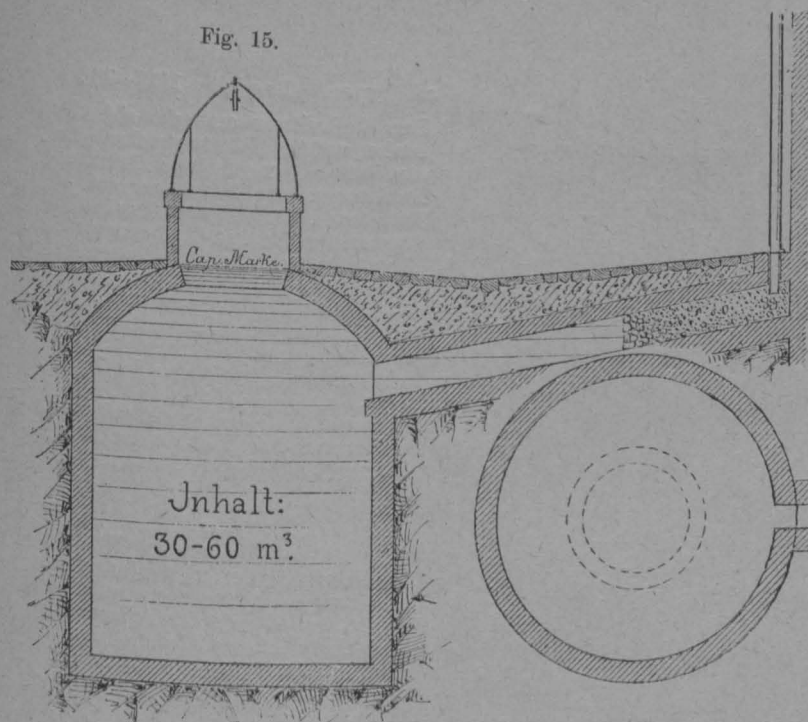
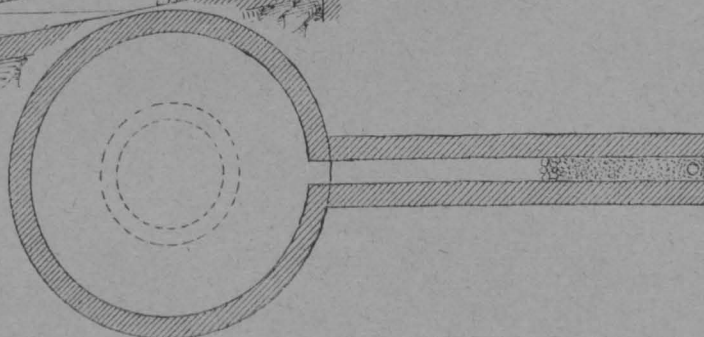


Fig. 16.

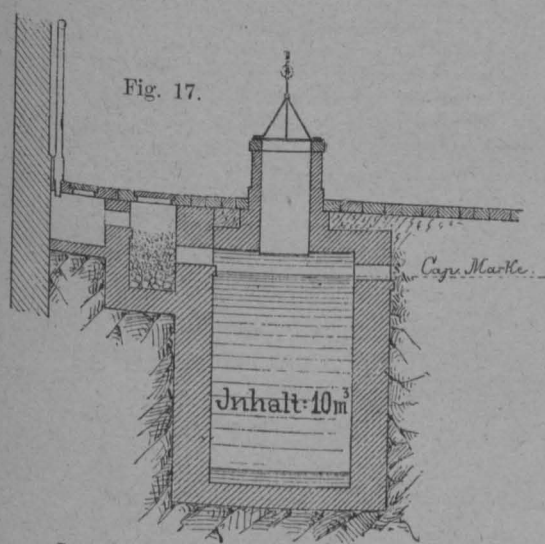


$$\text{Inh.: Auff.:} = \begin{cases} 30 : 70 = 1 : 2.33 \\ 60 : 70 = 1 : 1.17 \end{cases}$$

Auffangfläche circa 70 m².

WÄCHTERHAUS-CISTERNE: (ST. PETER-FIUME). TYPE B.

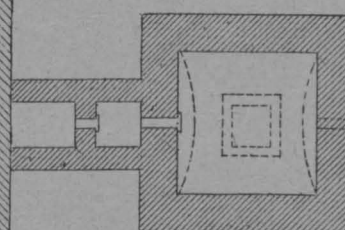
Fig. 17.



$$\text{Inhalt : Auffangfläche} = 10 : 50 = 1 : 5.$$

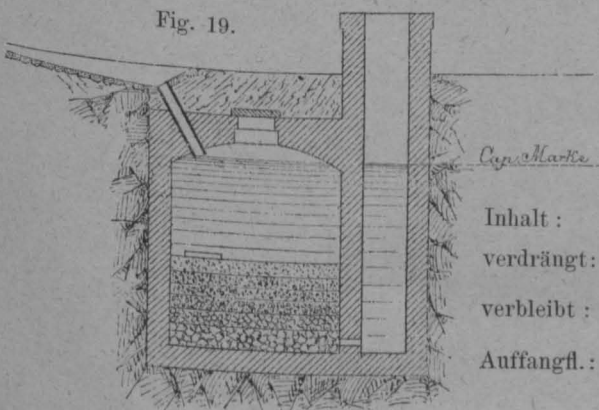
Auffangfläche 50 m².

Fig. 18.



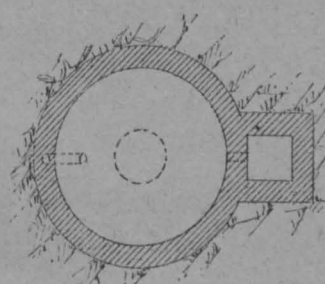
WÄCHTERHAUS-CISTERNE: (KARLSTADT-FIUME). TYPE C.

Fig. 19.



Inhalt: 10-10
verdrängt: 2-20 minimum
verbleibt: 7-60 m³.
Auffangfl.: unbestimmt gross.

Fig. 20.



ad Type A (Baujahr 1856).

- Sie wurde mit unveränderter Grösse ihrer Componenten (d. h. ohne Rücksicht auf locale Schwankungen der Niederschläge) längs einer Strecke von 145 km 62 mal angewendet.
- Es fehlt hierbei ein Sammel- oder Klärraum gänzlich.
- Filtriroberfläche und Filtermasse sind hier unzulänglich, Filterdruck gleich Null — somit ist:
- Das aufgespeicherte Wasser gänzlich unfiltrirt.
- Es mangelt im Allgemeinen die zielbewusste, richtige Dimensionierung zwischen Regenhöhe, Auffangfläche und Capacität; daher sind
- die Bau- und die Erhaltungskosten gesteigerte.
- Für die Selbstcontrol im Wasserhaushalte wurde kein Hilfsmittel geschaffen, daher die Dotation der Consumenten und der Beginn des Cisternen-Betriebsjahres als unbekannte Grössen erscheinen.
- Es mangelt der stützformige Wasserboden.
- Der Ueberlauf fehlt, daher die Cap. Marke zu hoch reicht.

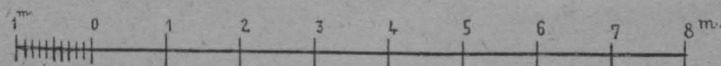
ad Type B (Baujahr 1871—72).

- Ihr Vorkommen, bei unveränderter Grösse ihrer Componenten, längs einer Strecke von 55 km, wiederholt sich 21 mal, ohne Rücksicht auf die localen Schwankungen der Niederschläge.
- Der kleine Sammel- oder Klärraum kann die stündliche Minimal-Regenfluth nicht fassen.
- Filtriroberfläche, Filtermasse und Filterdruck sind unzureichend.
- Die Componenten der Cisternenanlage sind unrichtig dimensionirt (künstliche Anfuhr nöthig).
- Die Auffangflächen sind Holzziegel-Dächer und haben eine zu geringe Ausdehnung. — Holzziegel häufen stärkere Verunreinigungen an und absorbiren grössere Regenhöhen.
- Für die Controlle der Wasserzehrung wurde kein Hilfsmittel geschaffen, daher sind die Dotation des Consumenten, ebenso der Betrieb des Cisternen-Betriebsjahres unbekannte Grössen.
- Es mangelt der stützformige Wasserboden.
- Der Ueberlauf ist im Cisternenhaus angebracht; er sollte im Sammelraum sein.

ad Type C (Baujahr 1872—73).

- Längs einer Strecke von 177 km kommen 57 Wächtercisternen gleicher Grösse ohne Rücksicht auf locale Schwankungen der Niederschläge vor.
- Der Sammel- oder Klärraum ist hierbei mit dem eigentlichen Cisternenhause identisch, insofern auch hinreichend gross. — Allein es steht der Wasservorrath bei gefülltem Cisternengefässe zu lange Zeit mit den auf eine relativ kleine Filteroberfläche concentrirten, der Verwesung unterworfenen Sinkstoffen in Berührung.
- Der Filtrirkörper besteht aus der obersten Wellsandschichte und aus sechs Lagen von Kies, woraus Raumverdrängung und kein Vortheil sich ergibt.
- Die Auffangflächen sind theils schindelgedeckte Dächer, welche dem Wasser Färbung und Beigeschmack verleihen, theils Wald-, Acker- oder Wiesengrund, der massenhafte Verunreinigungen liefert.
- Der seitliche Schöpfschacht ist ein constructiver Mangel, denn unregelmässige Setzungen, wie sie beim Eisenbahnbaue durch mancherlei Nebenumstände begünstigt werden, zerstören leicht die Wasserdichtheit der Cisternengefässe.
- Die Reinigung und das Ersetzen der Filtermasse wird erschwert und vertheuert: 1. durch das Volumen derselben; 2. durch die Kornverschiedenheit der Filtrirlagen und das demgemässe Erforderniss von 6fachen Durchwurfgittern; 3. durch die Zehrung grosser Wassermengen und durch das Calo der Kiesmasse.
- Jede Selbstcontrol im Wasserhaushalte wird absolut unmöglich.
- Der Filterdruck ist variabel — eine anfängliche Ueberanspruchung des Filters, sodann ein Stocken desselben, wird dabei unvermeidliche Folge.

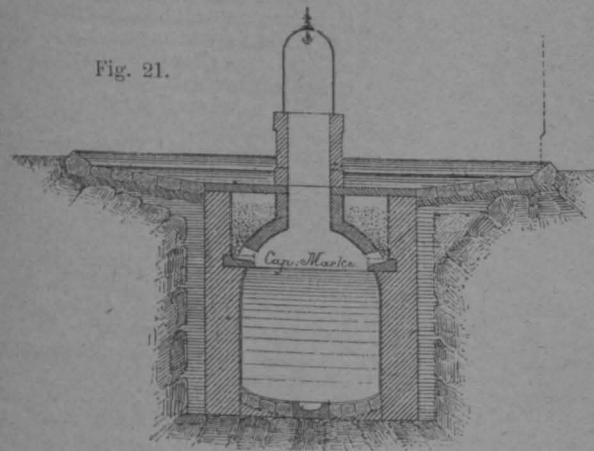
Anmerkung. Vielfach werden die Cisternen ad Fig. 19 und 20 dahin abgeändert, dass der Schöpfschacht zum Filtrirkasten gemacht wird. Diese Anordnung verräth Unverständniss.



A. In Istrien: (Divača-Pola und Canfanaro-Rovigno).

B. In Dalmatien: (Siverič-Spalato, Perković-Sebenico).

Fig. 21.

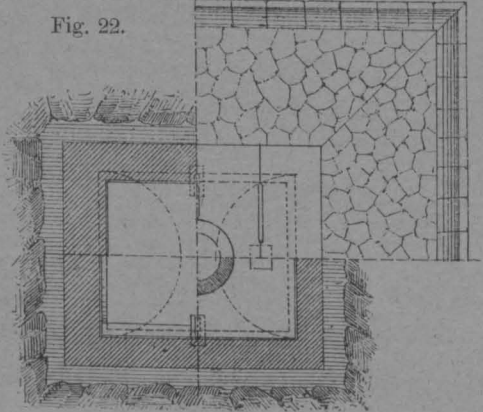


Inhalt 10 m³.

J : A = 10 : 50 = 1 : 5.

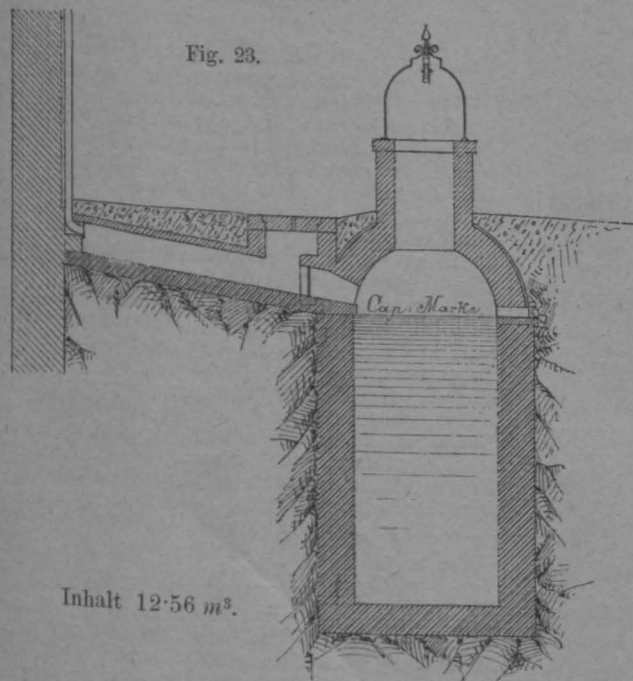
Auffangfläche: 50 m².

Fig. 22.



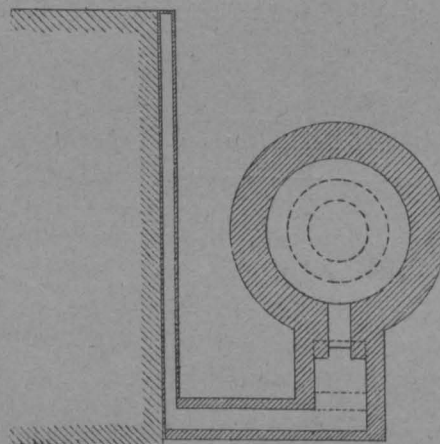
WÄCHTERHAUS-CISTERNE: (UDINE-PONTEBBA). TYPE E.

Fig. 23.



Inhalt 12.56 m³.

Fig. 24.

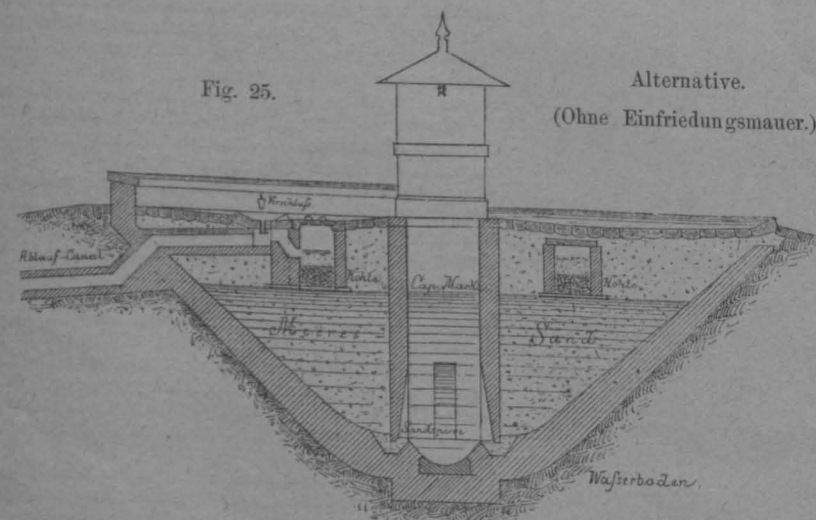


Auffangfläche = 70 m² (ganze Dachfläche).

J : A = 12.56 : 70 = 1 : 5.6.

NACH ART DER VENEZIANER CISTERNE. TYPE F.

Fig. 25.



Alternative.
(Ohne Einfriedungsmauer.)

Inhalt: 12 m³ (nach Abzug der Filtermasse).

Auffangfläche: 72 m².

J : A = 12 : 72 = 1 : 6.

ad Type D (Baujahr 1875—76).

- Ihre Verbreitung erstreckt sich für Istrien auf 92 Wächterstrecken, das sind 140 km gegenseitige Maximal-Entfernung; für Dalmatien auf 12 Wächterstrecken, und zwar über 105 km gegenseitige Maximal-Entfernung.
- Für die Controlle des Wasserhaushaltes wurde kein Hilfsmittel geschaffen, sonach bleiben Dotation des Consumenten und Beginn des Cisternen-Betriebsjahres unbekannt.
- Es mangelt die Sandsperre im Filterboden.
- Der Wasserboden ist unzureichend gross.
- Die Dimensionirung ist constant, ohne Rücksicht auf die localen Niederschläge.

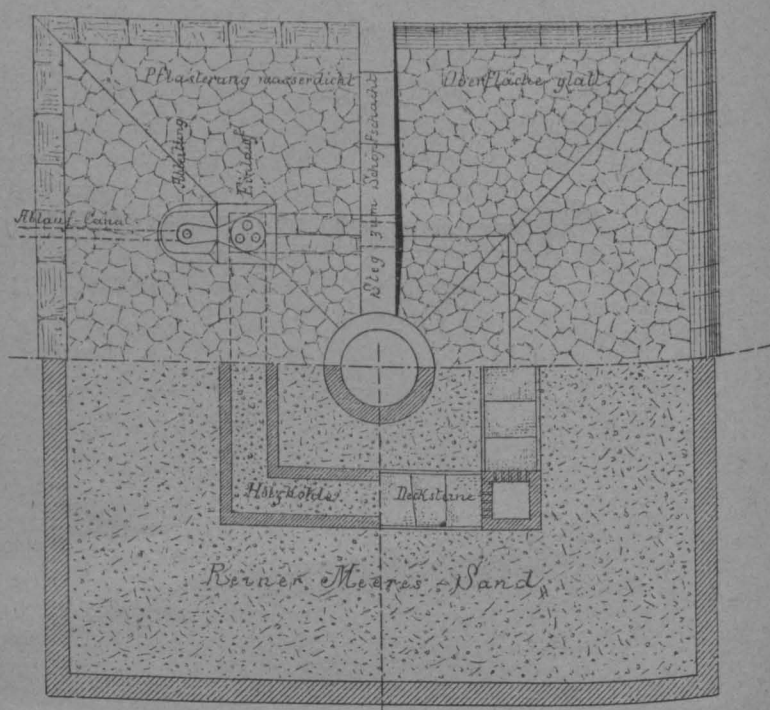
ad Type E (Baujahr 1874—78).

- Ihre Anordnung bei constanter Grösse ihrer Componenten wurde längs einer Strecke von 68 km 28 mal wiederholt, wiewohl die localen Niederschläge in Bezug auf Häufigkeit und Menge sehr bedeutenden Schwankungen unterliegen.
- Das canalisirte Wasser von den Hohlziegel-Dächern ergiesst sich in einen Setzschacht ohne jede Klärkammer. Das erstliche Regenwasser findet keinerlei Ableitung.
- Es ist gänzlicher Mangel eines Oberflächen-Filters vorhanden, daher die Cisterne häufiger Reinigung bedürftig wird.
- Es mangelt eine richtige Dimensionirung der die Cisterne componirenden Theile.
- Die Constructionstiefe dieser Cisternentype macht den Bau kostspielig.
- Ueber die Dotation des Consumenten, über den Beginn des Cisternen-Betriebsjahres, sowie über ein Mittel zur Controlle der Wasserverzehrung fehlt jede Angabe.
- Der stutzförmige Wasserboden ist abgängig.

ad Type F.

(Vor- und Nachteile dieser Cisternentype siehe im Texte.)

Fig. 26.



1 : 100

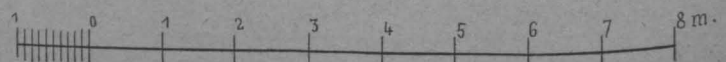


Fig. 1.

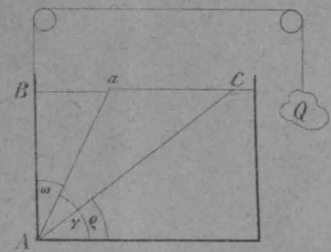


Fig. 2.

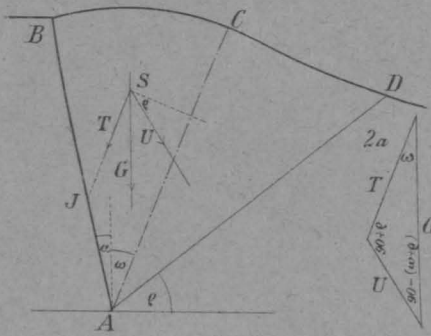


Fig. 3.

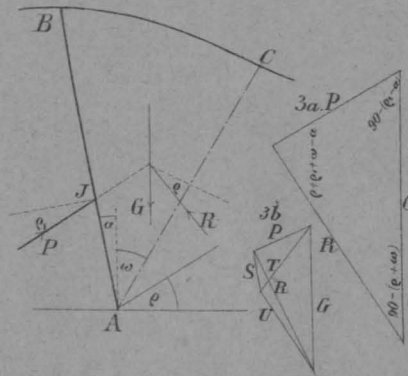


Fig. 4.

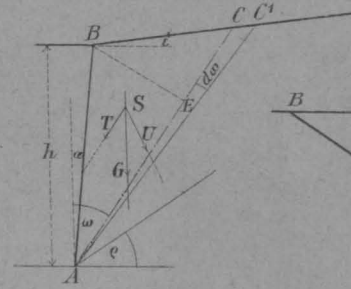


Fig. 5.

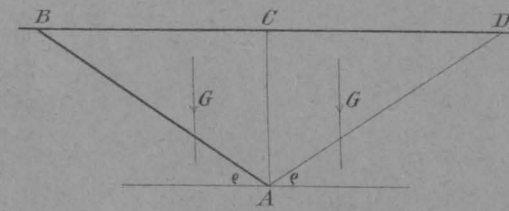


Fig. 8.

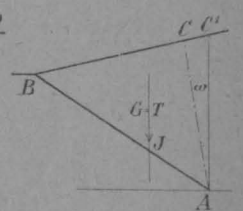


Fig. 6.

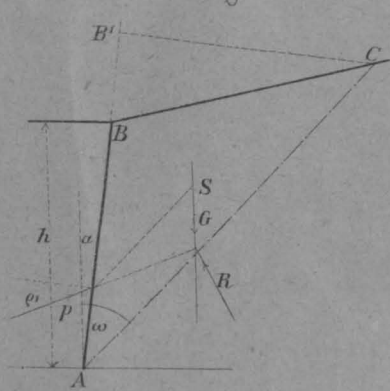


Fig. 7.

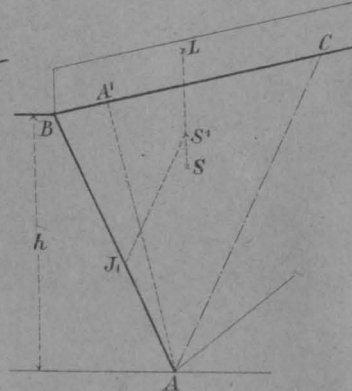


Fig. 14.

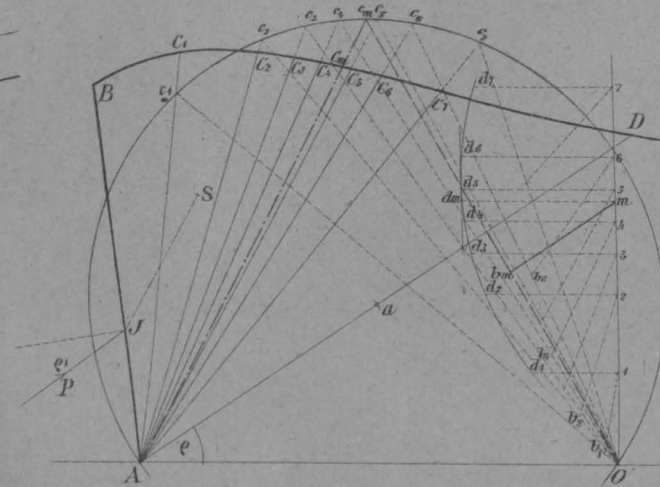


Fig. 15.

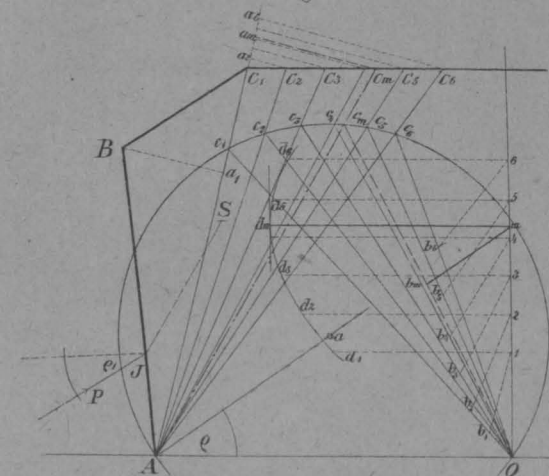


Fig. 9.

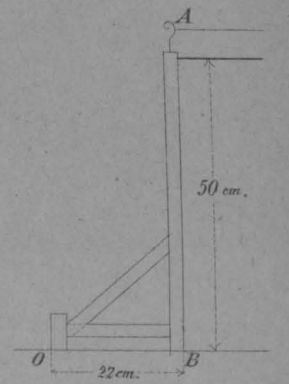


Fig. 11.

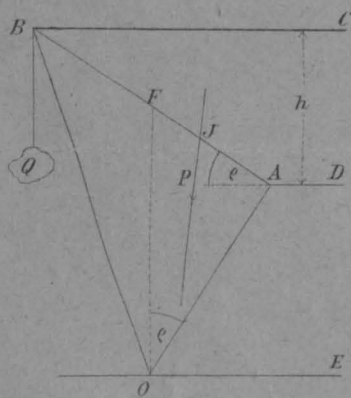


Fig. 10.

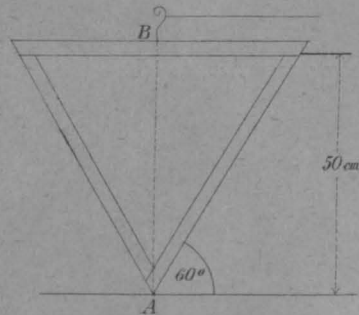


Fig. 12.

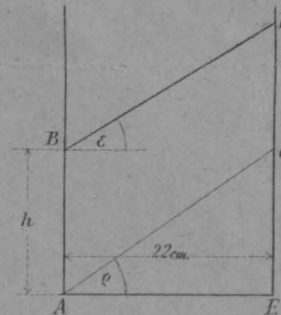


Fig. 13.

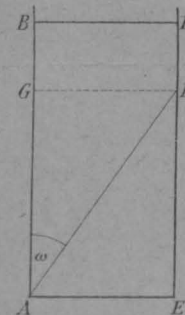


Fig. 16.

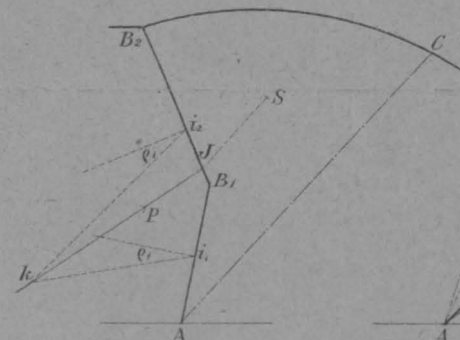


Fig. 17.

